



Università degli Studi Mediterranea di Reggio Calabria

Dipartimento di Ingegneria Civile, Energia, Ambiente e Materiali

Corso di Dottorato in Ingegneria Civile, Ambientale e della Sicurezza

CALIBRAZIONE DI UN SIMULATORE GEOTECNICO SISMICO DI GRANDI DIMENSIONI

Dottorando:

Ing. Salvatore Ingegneri

Coordinatore:

Prof. Felice Arena

Tutor:

Prof. Ing. Ernesto Cascone

Dott. Ing. Giovanni Biondi

SOMMARIO

LISTA DEI SIMBOLI	III
INDICE DELLE FIGURE	VI
INDICE DELLE TABELLE	XII
INTRODUZIONE.....	14
1 MODELLAZIONE DEI SISTEMI GEOTECNICI.....	21
1.1 Modellazione fisica	23
1.1.1 Prove in centrifuga dinamica	28
1.1.2 Prove su tavola vibrante.....	31
2 APPARECCHIATURE DISPONIBILI NEL MONDO.....	41
2.1 Earthquake laboratory (Bristol)	43
2.2 National Laboratory for Civil Engineering (Lisbona)	46
2.3 IZIIS (Skopje)	48
2.4 Department of Earthquake Engineering (Bogazici).....	50
2.5 LCEYM (Madrid)	51
2.6 SEESL (Buffalo)	53
2.7 Università di Auckland	55
2.8 University of California San Diego	56
2.9 Attrezzature disponibili in Giappone	58
2.10 NCREE (Taiwan)	60
3 IL SIMULATORE SISMICO DELL'UNIVERSITÀ DI MESSINA	63
3.1 Il Laboratorio EUROLAB-CERISI.....	63
3.1.1 Control Room.....	65

3.1.2	Centrale oleodinamica	67
3.2	Il simulatore geotecnico-sismico	69
3.2.1	Struttura di supporto	74
3.2.2	Tavola vibrante	74
3.2.3	Sistema di controllo	78
3.2.4	Contenitore ESB	80
3.2.5	Sistema di deposizione	83
4	CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO	89
4.1.2	Analisi granulometrica	90
4.1.3	Determinazione del peso specifico.....	95
4.1.4	Determinazione della densità massima e minima.....	99
4.1.5	Prova di colonna risonante e di taglio torsionale ciclico.....	109
5	CALIBRAZIONE DEL SIMULATORE SISMICO	139
5.1	Test Statici.....	140
5.2	Test Dinamici	145
5.2.1	Database.....	145
5.2.2	Capacità di riproduzione degli input.....	151
5.2.3	Interazione terreno-contenitore.....	165
5.2.4	Ripetibilità delle prove	178
5.3	Calibrazione del sistema di deposizione	194
6	CONCLUSIONI.....	209
	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	213

LISTA DEI SIMBOLI

Lista dei principali simboli utilizzati nella Tesi.

a	accelerazione
A_C	sezione della fustella
a_{\max}	accelerazione di picco dell'accelerogramma
B	parametro di Skempton
D	rapporto di smorzamento
D	diametro del provino
d	diametro particelle
D_{60}, D_{30}, D_{10}	diametri corrispondenti al 60-30-10% del peso del passante nella curva granulometrica
D_0	valore iniziale del rapporto di smorzamento
D_f	diametro fustella
D_{\max}	diametro massimo
d_{\max}	spostamento massimo tavola
D_R	densità relativa
e	indice dei vuoti
e_{\max}	indice dei vuoti massimo
e_{\min}	indice dei vuoti minimo
F	forza
f	frequenza
f_0	frequenza di risonanza
F_p	frequenza predominante dell'accelerogramma
F_{Sb}	fondo scala della bilancia
g	accelerazione di gravità terrestre
G	modulo di taglio
G_0	valore iniziale del modulo di taglio
G_s	peso specifico dei grani
h	altezza provino
H_F	altezza di caduta
I_a	intensità Arias

k_h	coefficiente di accelerazione orizzontale
k_o	coefficiente di spinta a riposo
L, H, W	lunghezza, altezza e profondità
L_m	lunghezza modello
L_p	lunghezza prototipo
m	massa
m_1	peso totale del campione secco
m_2	peso della parte grossolana del campione
m_3	peso del campione passante al setaccio da 2 mm
M_1	spessore della piastra del tavolino vibrante
M_2	abbassamento medio
M_w	magnitudo momento accelerogramma
N	numero di cicli
n	porosità
N_{eq}	numero di cicli equivalente
P_1	peso picnometro vuoto con tappo
P_2	il peso del picnometro completo di tappo e contenente il campione secco
P_3	il peso del picnometro completo di tappo, pieno di acqua distillata e del campione saturato alla temperatura di prova T
P_4	il peso del picnometro completo di tappo, pieno di acqua distillata alla temperatura di prova T
P_d	peso del passante
P_{cd}	peso del campione secco
P_f	peso fustella
P_{max}	carico massimo tavola
P_{min}	peso minimo del campione
P_s	peso delle particelle solide
P_w	peso dell'acqua a 4°C
r	braccio centrifuga
R	raggio provino
R_0	lettura di zero del comparatore
R_F	media delle letture finali del comparatore
R_{jb}	distanza Jooner & Boore
S	grado di saturazione

S_b	sensibilità della bilancia
T	temperatura
T_d	peso del trattenuto
T_m	periodo medio dell'accelerogramma
u	pressione interstiziale
U_c	coefficiente di uniformità
V	volume
V_C	volume della fustella
V_H	velocità tramoggia
V_s	velocità di propagazione delle onde di taglio
w	contenuto d'acqua
W_H	dimensione dell'apertura della bocca della tramoggia
W_{tot}	abbassamento totale
z	profondità
γ	deformazione di taglio
γ_d	peso per unità di volume del terreno essiccato
$\gamma_{d,max}$	densità massima del terreno essiccato
$\gamma_{d,min}$	densità minima del terreno essiccato
γ^l	soglia lineare
γ_{max}	densità massima
γ_{min}	densità minima
γ^v	soglia volumetrica
Δu	sovrapressione interstiziale
ε	errore relativo
θ	rotazione
λ	fattore di scala
ρ	densità
ρ_m	densità del modello
ρ_p	densità del prototipo
σ	tensione
σ_c	tensione di cella
σ'_v	tensione verticale efficace
σ'_h	tensione orizzontale efficace
$\tau(z)$	tensione tangenziale
ω	velocità di rotazione angolare

INDICE DELLE FIGURE

<i>Figura 1.1</i> Schema di una centrifuga a rotore _____	29
<i>Figura 1.2</i> Schema di tipi di piattaforme: fissa (a), vincolata (b) basculante (c) _____	30
<i>Figura 1.3</i> Schema di una trave soggetta a taglio _____	33
<i>Figura 1.4</i> Schema di un contenitore rigido _____	35
<i>Figura 1.5</i> Schema di un contenitore rigido con pareti laterali flessibili _____	35
<i>Figura 1.6</i> Schema di un contenitore rigido con pareti incernierate _____	36
<i>Figura 1.7</i> Schema di un laminar container e relativa deformata _____	36
<i>Figura 1.8</i> Schema di un Active boundaries container _____	37
<i>Figura 1.9</i> Onde sismiche nel modello _____	38
<i>Figura 1.10</i> Schema di uno Shear-Stack per prove monodirezionali _____	39
<i>Figura 2.1</i> Alcune località in cui sono presenti apparecchiature per prove su modelli geotecnici _____	43
<i>Figura 2.2</i> Contenitore ESB ospitato presso il laboratorio dell'Università di Bristol _____	45
<i>Figura 2.3</i> Contenitore e sistema di deposizione del LNEC _____	47
<i>Figura 2.4</i> Contenitore in dotazione all'IZIIS di Skopje _____	49
<i>Figura 2.5</i> Contenitore ospitato presso l'Università di Bogazici _____	51
<i>Figura 2.6</i> Contenitore rigido realizzato presso il CEDEX _____	52
<i>Figura 2.7</i> Laminar box dell'Università di Buffalo _____	54
<i>Figura 2.8</i> Laminar container presso l'Università di Auckland _____	56
<i>Figura 2.9</i> Laminar box in dotazione all'UCSD _____	58
<i>Figura 2.10</i> Schema del contenitore presente presso l'NCREE _____	61
<i>Figura 3.1</i> Pagina principale del software _____	66
<i>Figura 3.2</i> Vista prospettica del simulatore dell'EUROLAB-CERISI (misure in mm) _____	72
<i>Figura 3.3</i> Vista dall'alto del simulatore dell'EUROLAB-CERISI (misure in mm) _____	73
<i>Figura 3.4</i> Il simulatore geotecnico-sismico dell' EUROLAB-CERISI _____	74
<i>Figura 3.5</i> Vista del telaio base della tavola (dal basso) _____	75

<i>Figura 3.6</i>	<i>Vista del binario con guide unidirezionali</i>	75
<i>Figura 3.7</i>	<i>Fase di connessione della tavola con contenitore al binario</i>	76
<i>Figura 3.8</i>	<i>L'attuatore servo-idraulico collegato alla tavola vibrante</i>	76
<i>Figura 3.9</i>	<i>Capacità in accelerazione della tavola vibrante al variare della frequenza dell'input</i>	77
<i>Figura 3.10</i>	<i>Schema a blocchi di un controllo feedback (a) ed un controllo feedforward (b)</i>	80
<i>Figura 3.11</i>	<i>a) Deformazione del contenitore dell'EUROLAB-CERISI; Dettagli del contenitore: b) Anelli a sezione cava in alluminio ed elementi in gomma; c) Cuscinetti a rulli in acciaio.</i>	81
<i>Figura 3.12</i>	<i>Telaio di rinforzo trasversale</i>	82
<i>Figura 3.13</i>	<i>Dettaglio sezione parte laterale del contenitore ESB (misure in mm)</i>	83
<i>Figura 3.14</i>	<i>Il sistema di deposizione dell' EUROLAB-CERISI in una tipica fase di deposizione</i>	87
<i>Figura 4.1</i>	<i>Campione di terreno in condizioni di umidità naturale</i>	93
<i>Figura 4.2</i>	<i>Materiale in seguito alla setacciatura</i>	93
<i>Figura 4.3</i>	<i>Curva granulometrica relativa al campione</i>	95
<i>Figura 4.4</i>	<i>Fustella cilindrica su tavolo vibrante</i>	101
<i>Figura 4.5</i>	<i>Addensamento massimo al crescere della percentuale di potenza</i>	108
<i>Figura 4.6</i>	<i>Schema di carico nelle apparecchiature di colonna risonante</i>	110
<i>Figura 4.7</i>	<i>Apparecchiatura di prova di colonna risonante</i>	112
<i>Figura 4.8</i>	<i>Volumometro utilizzato</i>	114
<i>Figura 4.9</i>	<i>Membrana in lattice utilizzata per le prove</i>	115
<i>Figura 4.10</i>	<i>Fase di deposizione del materiale (a); Provino al termine del confezionamento (b)</i>	115
<i>Figura 4.11</i>	<i>Cella a montaggio completato</i>	116
<i>Figura 4.12</i>	<i>Ciclo d' isteresi</i>	117
<i>Figura 4.13</i>	<i>Andamento del modulo G, delle sovrappressioni interstiziali Δu e del rapporto di smorzamento D al variare del livello deformativo γ per una prova RC per i provi a50, b50 e c50 e tensione efficace σ'_o di 75 kPa.</i>	120
<i>Figura 4.14</i>	<i>Andamento del modulo G, delle sovrappressioni interstiziali Δu e del rapporto di smorzamento D al crescere del livello deformativo γ per una prova TS per i provini a50, b50 e c50 e tensione efficace σ'_o di 75 kPa.</i>	121

Figura 4.15 Andamento del modulo di taglio G , delle sovrappressioni interstiziali Δu e del rapporto di smorzamento D all'aumentare del livello deformativo γ ottenuti da una prova di colonna risonante per i provini a70, b70 e c70 e tensione efficace σ'_o di 75 kPa. _____	124
Figura 4.16 Andamento del modulo di taglio G , delle sovrappressioni interstiziali Δu e del rapporto di smorzamento D all'aumentare del livello deformativo γ ottenuti da una prova di taglio torsionale per i provini a70, b70 e c70 e tensione efficace σ'_o di 75 kPa. _____	125
Figura 4.17 Andamento del modulo di taglio G , delle sovrappressioni interstiziali Δu e del rapporto di smorzamento D al crescere del livello deformativo γ , per una prova di colonna risonante e taglio torsionale per i provini a50, b50 e c50e tensione efficace σ'_o di 75 kPa _____	126
Figura 4.18 Andamento del modulo di taglio G , delle sovrappressioni interstiziali Δu e del rapporto di smorzamento D al variare del livello deformativo γ , per una prova di colonna risonante e taglio torsionale per i provinio a70, b70 e c70 e tensione efficace σ'_o di 75 kPa. _____	127
Figura 4.19 Andamento della curva di decadimento modulo di taglio G e della curva delle sovrappressioni interstiziali Δu all'aumentare del livello deformativo γ per provino di 100 mm di diametro nominale, densità relativa D_R del 72.4 % e tensione efficace σ'_o di 75 kPa. _____	129
Figura 4.20 Andamento della curva di decadimento modulo di taglio G e della curva delle sovrappressioni interstiziali Δu all'aumentare del livello deformativo γ per provino di 100 mm di diametro nominale, densità relativa D_R del 51.1 % e tensione efficace σ'_o di 75 kPa. _____	130
Figura 4.21 Andamento della curva di decadimento modulo di taglio G e della curva delle sovrappressioni interstiziali Δu all'aumentare del livello deformativo γ per provino di 70 mm di diametro nominale, densità relativa D_R del 75 % e tensione efficace σ'_o di 75 kPa. _____	130
Figura 4.22 Andamento della curva di decadimento modulo di taglio G e della curva delle sovrappressioni interstiziali Δu all'aumentare del livello deformativo γ per provino di 70 mm di diametro nominale, densità relativa D_R del 46.1 % e tensione efficace σ'_o di 75 kPa. _____	131
Figura 4.23 Andamento della curva di decadimento modulo di taglio G e della curva delle sovrappressioni interstiziali Δu all'aumentare del livello deformativo γ per provino di 50 mm di diametro nominale, densità relativa D_R del 65.7 % e tensione efficace σ'_o di 75 kPa. _____	131
Figura 4.24 Andamento della curva di decadimento modulo di taglio G e della curva delle sovrappressioni interstiziali Δu all'aumentare del livello deformativo γ per provino di 50 mm di diametro nominale, densità relativa D_R del 56.2 % e tensione efficace σ'_o di 75 kPa. _____	132

Figura 4.25 Andamento dei rapporti G/G_0 e $\Delta u/\sigma'_0$ al variare del livello deformativo γ per provino di 100 mm di diametro nominale, densità relativa D_R del 72.4 % e tensione efficace σ'_0 di 75 kPa. ___	132
Figura 4.26 Andamento dei rapporti G/G_0 e $\Delta u/\sigma'_0$ al variare del livello deformativo γ per provino di 100 mm di diametro nominale, densità relativa D_R del 51.1 % e tensione efficace σ'_0 di 75 kPa. ___	133
Figura 4.27 Andamento dei rapporti G/G_0 e $\Delta u/\sigma'_0$ al variare del livello deformativo γ per provino di 70 mm di diametro nominale, densità relativa D_R del 75 % e tensione efficace σ'_0 di 75 kPa. ___	133
Figura 4.28 Andamento dei rapporti G/G_0 e $\Delta u/\sigma'_0$ al variare del livello deformativo γ per provino di 70 mm di diametro nominale, densità relativa D_R del 46.1 % e tensione efficace σ'_0 di 75 kPa. ___	134
Figura 4.29 Andamento dei rapporti G/G_0 e $\Delta u/\sigma'_0$ al variare del livello deformativo γ per provino di 50 mm di diametro nominale, densità relativa D_R del 65.7 % e tensione efficace σ'_0 di 75 kPa. ___	134
Figura 4.30 Andamento dei rapporti G/G_0 e $\Delta u/\sigma'_0$ al variare del livello deformativo γ per provino di 50 mm di diametro nominale, densità relativa D_R del 56.2 % e tensione efficace σ'_0 di 75 kPa. ___	135
Figura 4.31 Incidenza del valore di diametro del provino sull'andamento delle curve G/G_0 e $\Delta u/\sigma'_0$, e sulla determinazione della soglia volumetrica, per valori densità relativa D_R nominale del 70 % e tensione efficace σ'_0 di 75 kPa _____	136
Figura 4.32 Incidenza del valore di diametro del provino sull'andamento delle curve G/G_0 e $\Delta u/\sigma'_0$, e sulla determinazione della soglia volumetrica, per valori densità relativa D_R nominale del 50 % e tensione efficace σ'_0 di 75 kPa _____	137
Figura 5.1 Collocamento dei punti monitorati lungo la parete laterale (SX) del contenitore _____	141
Figura 5.2 Spostamenti orizzontali cumulati sulla parete SX durante le fasi di riempimento nei punti: SX9-SX18 (a). SX19-SX28 (b); spostamento orizzontale netto per un livello di riempimento pari al 100% (c); schema grafico con relativo ai livelli di riempimento (d) - Bandini, V. et al. (2019). ___	144
Figura 5.3 Accelerogrammi selezionati per i test dinamici: a) Irpinia b) Kobe c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock ___	148
Figura 5.4 Storie temporali di Spostamento desunte dagli accelerogrammi selezionati: a) Irpinia b) Kobe c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock _____	149
Figura 5.5 Confronto tra Curva di Capacità ed i FAS dei segnali selezionati (Target): a) Irpinia b) Kobe Japan c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock _____	150

Figura 5.6 Confronto tra le storie di spostamento dei segnali Target e Misurati: a) Irpinia b) Kobe c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock _____ 156

Figura 5.7 Confronto tra i segnali Target e Misurati: a) Irpinia b) Kobe c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock _____ 157

Figura 5.8 Confronto tra gli Spettri Sa Target e Misurati: a) Irpinia b) Kobe c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock ____ 158

Figura 5.9 Confronto tra gli Spettri Sd Target e Misurati: a) Irpinia b) Kobe c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock ____ 159

Figura 5.10 Confronto tra i FAS dei segnali Target e Misurati: a) Irpinia b) Kobe c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock ____ 160

Figura 5.11 Confronto tra Curva di Capacità e gli Spettri Sa dei segnali Target: a) Irpinia b) Kobe c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock _____ 162

Figura 5.12 Confronto dell'Intensità di Arias (sx) e funzioni di amplificazione con relativa frequenza fondamentale (linea verticale tratteggiata) (dx) dei segnali Target e Misurati: Kobe (a), Loma Prieta (b) e Friuli 1st Shock (c) _____ 163

Figura 5.13 Sezione trasversale e pianta del contenitore con strumentazione di misura installata _ 167

Figura 5.14 Confronto tra i segnali a_1 ed a_2 relativi a: a) Irpinia b) Kobe c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock _____ 170

Figura 5.15 Sfasamento dei segnali a_1 ed a_2 relativi a: a) Irpinia b) Kobe c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock _____ 171

Figura 5.16 Confronto tra i FAS dei segnali a_1 ed a_2 relativi a: a) Irpinia b) Kobe Japan c) Loma Prieta. d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock _ 175

Figura 5.17 Confronto tra i FAS dei segnali a_1 ed a_2 relativi a: a) Irpinia b) Kobe Japan c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando. f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock _ 176

Figura 5.18 Funzione di amplificazione tra i segnali a_1 ed a_2 : a) Irpinia b) Kobe Japan c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock _ 177

Figura 5.19 Confronto tra i segnali A1 e A2 (tavola): a) Irpinia b) Kobe Japan c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock ____ 182

Figura 5.20 Sfasamento dei segnali A1 e A2 (tavola) relativi: a) Irpinia b) Kobe Japan c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock _	183
Figura 5.21 Confronto tra i FAS dei segnali A1 e A2 (tavola): a) Irpinia b) Kobe Japan c) Loma Prieta. d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock _	184
Figura 5.22 Funzione di amplificazione dei segnali A1 e A2 (tavola): a) Irpinia b) Kobe Japan c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock	185
Figura 5.23 Confronto tra i FAS dei segnali A1 e A2 (tavola) relativi: a) Irpinia b) Kobe c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando. f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock	187
Figura 5.24 Confronto tra i segnali A1 e A2 (centro) relativi: a) Irpinia b) Kobe Japan c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock _	189
Figura 5.25 Sfasamento dei segnali A1 e A2 (centro) relativi: a) Irpinia b) Kobe Japan c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock _	190
Figura 5.26 Confronto tra i FAS dei segnali A1 e A2 (centro): a) Irpinia b) Kobe Japan c) Loma Prieta. d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock _	191
Figura 5.27 Funzione di amplificazione tra i segnali A1 e A2 (centro): a) Irpinia b) Kobe Japan c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock	192
Figura 5.28 Confronto tra i FAS dei segnali A1 e A2 (centro) relativi: a) Irpinia b) Kobe c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando. f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock	193
Figura 5.29 Layout della prova	197
Figura 5.30 Big-bag predisposte per il riempimento della tramoggia	199
Figura 5.31 Fase di movimentazione di una big-bag mediante uso del carroponte	199
Figura 5.32 Scala utilizzata per l'accesso all'interno del contenitore ESB	200
Figura 5.33 Valori di D_R e media al variare dell'altezza di caduta per velocità pari a 11 cm/s	206
Figura 5.34 Valori di D_R e media al variare dell'altezza di caduta per velocità pari a 5 cm/s	206
Figura 5.35 Valori di D_R e media al variare dell'altezza di caduta per velocità pari a 16.6 cm/s	207
Figura 5.36 Abaco per la determinazione della densità relativa	207

INDICE DELLE TABELLE

<i>Tabella 1.1 Esempi di laminar container</i>	37
<i>Tabella 2.1 Esempi di apparecchiature presenti in Europa</i>	42
<i>Tabella 2.2 Caratteristiche principali della tavola vibrante dell'Università di Bristol</i>	44
<i>Tabella 2.3 Caratteristiche principali della tavola vibrante 1D del LNEC</i>	46
<i>Tabella 2.4 Caratteristiche principali della tavola vibrante dell'Università di Skopje</i>	48
<i>Tabella 2.5 Caratteristiche principali di una delle tre tavole vibranti dell'Università di Bogazici</i>	50
<i>Tabella 2.6 Caratteristiche principali della tavola vibrante del CEDEX di Marid</i>	52
<i>Tabella 2.7 Caratteristiche principali di una delle due tavole vibrante del SEESL</i>	53
<i>Tabella 2.8 Caratteristiche principali della tavola vibrante presso l'Università di Auckland</i>	55
<i>Tabella 2.9 Caratteristiche principali del LHPOST</i>	57
<i>Tabella 2.10 Caratteristiche principali della tavola vibrante del E-Defense</i>	59
<i>Tabella 2.11 Caratteristiche principali della tavola vibrante dell'Università di Tainan</i>	60
<i>Tabella 3.1 Caratteristiche generali della tavola vibrante dell'EUROLAB-CERISI</i>	77
<i>Tabella 4.1 Prescrizioni per analisi granulometrica</i>	91
<i>Tabella 4.2 Risultati analisi granulometrica relativi al campione</i>	94
<i>Tabella 4.3 Frazioni granulometriche relative al campione</i>	95
<i>Tabella 4.4 Relazioni tra il peso del picnometro (pieno d'acqua e con tappo) e la Temperatura</i>	98
<i>Tabella 4.5 Determinazione del peso specifico del terreno</i>	99
<i>Tabella 4.6 Prescrizioni relative la prova su tavolo vibrante</i>	102
<i>Tabella 4.7 Spessore della piastra di carico</i>	106
<i>Tabella 4.8 Valori di abbassamento al variare della potenza</i>	106
<i>Tabella 4.9 Risultati della prova per la valutazione delle densità minima e massima</i>	107
<i>Tabella 4.10 Pesi corrispondenti ai diversi valori di densità relativa</i>	118
<i>Tabella 4.11 Caratteristiche dei provini per valori di densità relativa target del 50%</i>	119
<i>Tabella 4.12 Caratteristiche dei provini per valori di densità relativa target del 70%</i>	119
<i>Tabella 5.1 Caratteristiche della sabbia utilizzata</i>	140

<i>Tabella 5.2</i> Caratteristiche tecniche dello strumento di monitoraggio	142
<i>Tabella 5.3</i> Informazioni relative agli accelerogrammi selezionati per i test dinamici	146
<i>Tabella 5.4</i> Caratteristiche degli accelerogrammi selezionati per i test dinamici	146
<i>Tabella 5.5</i> Caratteristiche dell'accelerometro connesso alla tavola vibrante	151
<i>Tabella 5.6</i> Errori relativi il confronto tra le storie temporali in accelerazione Target e Misurate	153
<i>Tabella 5.7</i> Confronto tra gli errori sul picco di accelerazione e sui FAS calcolati	154
<i>Tabella 5.8</i> Errori relativi il confronto tra le storie temporali in accelerazione Target e Misurate con contenitore vuoto	165
<i>Tabella 5.9</i> Caratteristiche degli accelerometri posizionati sulla sommità del deposito	168
<i>Tabella 5.10</i> Confronto tra i segnali a_1 ed a_2 : errore valutato sul picco di accelerazione	169
<i>Tabella 5.11</i> Regressioni lineari dei valori FAS dei segnali a_1 ed a_2	173
<i>Tabella 5.12</i> Confronto tra i segnali A1 e A2: errore sul picco di accelerazione alla tavola	180
<i>Tabella 5.13</i> Regressioni lineari dei valori FAS dei segnali A1 ed A2 misurati alla tavola	186
<i>Tabella 5.14</i> Regressioni lineari dei valori FAS dei segnali A1 ed A2 misurati al centro	194
<i>Tabella 5.15</i> Caratteristiche di fabbrica dei contenitori metallici	196
<i>Tabella 5.16</i> Calcolo del volume medio del contenitore metallico	200
<i>Tabella 5.17</i> Programma di prova per la calibrazione del sistema di deposizione	201
<i>Tabella 5.18</i> Peso dei campioni per velocità pari a 11 cm/s	202
<i>Tabella 5.19</i> Peso dell'unità di volume dei campioni per velocità pari a 11 cm/s	202
<i>Tabella 5.20</i> Indice dei vuoti dei campioni per velocità pari a 11 cm/s	202
<i>Tabella 5.21</i> Densità relativa dei campioni per velocità pari a 11 cm/s	202
<i>Tabella 5.22</i> Peso dei campioni per velocità pari a 5 cm/s	203
<i>Tabella 5.23</i> Peso dell'unità di volume dei campioni per velocità pari a 5 cm/s	203
<i>Tabella 5.24</i> Indice dei vuoti dei campioni per velocità pari a 5 cm/s	203
<i>Tabella 5.25</i> Densità relativa dei campioni per velocità pari a 5 cm/s	204
<i>Tabella 5.26</i> Peso dei campioni per velocità pari a 16.6 cm/s	204
<i>Tabella 5.27</i> Peso dell'unità di volume dei campioni per velocità pari a 16.6 cm/s	204
<i>Tabella 5.28</i> Indice dei vuoti dei campioni per velocità pari a 16.6 cm/s	205
<i>Tabella 5.29</i> Densità relativa dei campioni per velocità pari a 16.6 cm/s	205
<i>Tabella 5.30</i> Espressioni analitiche e caratteristiche delle regressioni adottate	207

INTRODUZIONE

L'ingegneria geotecnica sismica è un settore di studio e ricerca oggetto di grande attenzione, soprattutto in aree ed in periodi storici in cui gli effetti dei disastri naturali legati ad eventi sismici sono sempre più evidenti. Basti pensare ai fenomeni di instabilità dei pendii od agli effetti di sito, che hanno portato negli ultimi anni un maggiore interesse nei confronti di eventi sismici, a partire dallo studio del comportamento del terreno, primo vero sistema da conoscere per meglio comprendere gli effetti che un terremoto può indurre sulle aree urbane, sulle opere e sulla popolazione.

Lo studio del comportamento del terreno in condizioni di carico cicliche e dinamiche è di fondamentale importanza per meglio comprendere fenomeni anche complessi di interazione, così da mitigarne gli effetti. Per questo, risulta determinante studiare il terreno ed i sistemi che con esso interagiscono.

In generale, è possibile distinguere diversi approcci e metodologie volti allo studio del comportamento del terreno, che presentano vantaggi e svantaggi da tenere in debita considerazione al fine di trarre le corrette conclusioni nella fase di studio; a tal fine è importante sottolineare la complementarità. Tra i possibili approcci è possibile individuare:

- Prove in laboratorio ed in situ;
- Modelli matematici;
- Prove su modelli fisici in scala.

Le prove in situ ed in laboratorio giocano un ruolo fondamentale sia in ambito di ricerca che nelle applicazioni e permettono la caratterizzazione fisica e meccanica delle terre, essenziale per la risoluzione di qualunque problema geotecnico.

I modelli matematici possono essere analitici o numerici. Questi consistono in una rappresentazione matematica del problema attraverso la definizione di equazioni anche di complessa risoluzione. I metodi analitici, attraverso l'introduzione di particolari ipotesi semplificative, permettono la risoluzione di tali equazioni e, conseguentemente, la definizione di una soluzione esatta. Problemi più articolati vengono invece affrontati con modelli numerici, i quali si sono diffusi grazie ai recenti sviluppi delle tecnologie software e hardware attualmente disponibili. Tali modelli vengono generalmente utilizzati poiché sono economicamente vantaggiosi, in quanto meno onerosi da realizzare rispetto agli altri approcci prima introdotti e, se opportunamente calibrati, permettono di riprodurre in maniera ottimale i problemi oggetto di studio.

Le prove su modelli in scala consistono nel riprodurre, con l'ausilio di particolari apparecchiature, sistemi reali al fine di studiarne il comportamento in condizioni controllate. Tale approccio diventa estremamente utile per poter acquisire informazioni che difficilmente possono essere desunte studiando un sistema reale. La loro diffusione è riconducibile al recente sviluppo di moderne tecnologie, sempre più performanti e accessibili, che hanno permesso a molti laboratori, specialmente universitari, di potersi dotare delle apparecchiature necessarie per questo tipo di test. Infatti, i laboratori che oggi dispongono delle tecnologie necessarie (centrifughe o tavole vibranti), atte a condurre prove sperimentali dinamiche, sono presenti in tutto il mondo. Tale diffusione garantisce anche una maggiore circolazione e condivisione delle conoscenze, così da poter continuamente ottimizzare e perfezionare le fasi di progettazione ed esecuzione delle prove. Altresì, il contributo delle prove su modelli fisici, nell'ambito della progettazione e della ricerca è importante anche ai fini della validazione sperimentale di modelli analitici o numerici.

Nel recente passato, si è assistito ad una crescita dell'interesse nei confronti degli studi sulla modellazione fisica in ambito geotecnico, dovuta alla divulgazione delle conoscenze sviluppate negli ultimi decenni e corroborata dal miglioramento delle tecnologie a disposizione. In particolar modo le prove su modelli in scala sono utili non solo, come visto, per lo studio del sistema terreno o per validare modelli analitici e numerici ma anche per studiare problemi di interazione più complessi.

La modellazione fisica, inoltre, permette di superare alcune problematiche legate all'acquisizione dei dati di un sistema reale ed è fondamentale per poter meglio studiare sistemi complessi, il cui comportamento è di difficile comprensione. Infatti, i modelli in scala permettono lo studio in condizioni controllate, riproducendo le condizioni di carico che in un sistema reale sono difficilmente monitorabili, e possono essere utili per comprendere l'influenza di diversi parametri sul sistema in esame.

Le prove su modelli fisici possono essere ricondotte a due grandi categorie:

- N-G test, eseguiti ad accelerazione di gravità maggiorata (Ng), in centrifuga dinamica
- 1-G test, eseguiti a gravità terrestre ($1g$), su tavola vibrante

Le prove in centrifuga dinamica permettono di riprodurre in laboratorio lo stato tensionale presente in situ che, come è noto, varia con la profondità. Un aspetto importante, quest'ultimo, poiché il comportamento del terreno dipende fortemente dal suo stato tensionale e dalla storia di carico. I modelli realizzati in centrifuga possono essere sottoposti ad un'accelerazione gravitazionale maggiore di quella terrestre. Così facendo, lo stato tensionale del terreno cresce proporzionalmente alla densità del terreno ed all'intensità dell'accelerazione a cui è sottoposto.

Le prove su tavola vibrante 1-G permettono di riprodurre più accuratamente la risposta inerziale del terreno durante un evento sismico. Come per le prove in

centrifuga, i modelli vengono realizzati all'interno di contenitori, caratterizzati da un'adeguata deformabilità, ma nello specifico vengono collegati ad una tavola vibrante al fine di essere sottoposti a storie temporali di accelerazione o spostamento. I vantaggi di questo tipo di test sono legati alla possibilità di mantenere rapporti di scala prototipo-modello ragionevolmente bassi, di indurre forze inerziali paragonabili a quelle di terremoti reali e di contenere gli effetti di bordo legati all'interazione terreno-contenitore.

Per entrambe le tipologie di prove è necessario, in generale, assicurare che il modello sia accolto in un contenitore opportunamente progettato al fine di garantire adeguate condizioni al contorno che possano riprodurre il comportamento reale del sistema. Di fatto, nel sistema reale generalmente non sono presenti limiti fisici che impediscono spostamenti o condizionano lo stato tensionale e deformativo del sistema stesso. Pertanto, risulta necessario ottimizzare il comportamento del contenitore o al limite tenere conto delle sue caratteristiche in fase di progettazione della prova e di interpretazione dei risultati.

In generale, le prove in scala rappresentano un metodo ormai consolidato nell'ambito dell'ingegneria geotecnica per verificare le ipotesi di progettazione in caso di sisma e comprendere fenomeni quali l'interazione terreno-struttura (SSI), la risposta sismica locale e la liquefazione.

Tema principale del presente lavoro di tesi è costituito dallo studio dei simulatori-geotecnici sismici per l'esecuzione di prove dinamiche a gravità terrestre su tavola vibrante di modelli geotecnici in scala. In particolare l'obiettivo è quello di studiare e descrivere le capacità ed il comportamento del simulatore sismico in dotazione all'Università degli Studi di Messina presso il laboratorio EUROLAB-CERISI e di confrontarne le capacità e le caratteristiche con diversi simulatori presenti in Europa e nel mondo.

Verranno dunque presentati: un'ampia ricerca bibliografica sui metodi oggi noti per lo studio di problemi e fenomeni geotecnici, con particolare attenzione alle prove su modelli fisici ed in particolare alle prove condotte a gravità terrestre; una descrizione dei principali simulatori sismici per prove geotecniche presenti nel mondo ed una dettagliata descrizione del simulatore presente all'EUROLAB-CERISI con l'obiettivo di indagarne le caratteristiche e la capacità sperimentali in condizioni statiche e dinamiche. In particolare, i capitoli della tesi sono organizzati come segue.

Nel CAPITOLO 1 viene presentata una panoramica sugli strumenti a disposizione per lo studio del comportamento e della risposta del terreno. Si è evidenziata la complementarità dei vari approcci che è possibile utilizzare per la comprensione di fenomeni e la risoluzione di problemi in ambito geotecnico. Si è approfondito in modo particolare, attraverso un'indagine bibliografica, l'utilizzo di modelli fisici in scala, con riferimento alle prove in centrifuga dinamica ed in particolare alle prove su tavola vibrante oltre che alle caratteristiche dei contenitori atti ad ospitare il modello geotecnico.

Nel CAPITOLO 2, mediante un ampio esame della letteratura scientifica disponibile, vengono descritte le principali apparecchiature, per l'esecuzione di prove su tavola vibrante su modelli geotecnici a gravità terrestre, presenti in Europa e nel mondo, si è così potuto avere contezza della capacità e delle peculiarità delle apparecchiature presenti in diversi laboratori, introducendo anche alcuni riferimenti in merito alle campagne sperimentali condotte.

Nel CAPITOLO 3 l'attenzione è focalizzata sul simulatore sismico per prove su modelli geotecnici del laboratorio EUROLAB-CERISI dell'Università degli Studi di Messina. Nel capitolo, si descrive brevemente il laboratorio per poi concentrarsi sui componenti e sul funzionamento dell'apparecchiatura dotata di un contenitore per il

terreno. In questo modo è stato possibile operare un confronto con altre apparecchiature presenti nel mondo.

Nel CAPITOLO 4 viene descritta una campagna sperimentale condotta al fine di classificare e caratterizzare la sabbia in dotazione al laboratorio per la realizzazione di modelli in terra. Sono state eseguite prove di classificazione e identificazione e prove dinamiche e cicliche per valutare il decadimento della rigidità a taglio e la variazione dello smorzamento a diversi livelli deformativi.

Il CAPITOLO 5 è dedicato all'analisi delle capacità di funzionamento dell'apparecchiatura oggetto di studio. L'analisi è stata condotta verificando le prestazioni "statiche" del contenitore, che deve garantire, nel caso specifico, ridotte deformazioni trasversali al fine di meglio approssimare la condizione di stato di deformazione piana per il modello. Inoltre, è stato indagato il comportamento dell'apparecchiatura in condizioni dinamiche. A tal proposito, è stato definito un insieme di accelerogrammi compatibili con le capacità dell'apparecchiatura e sono stati condotti test al fine di valutare la capacità del simulatore di riprodurre gli input desiderati, di dimostrare un'adeguata ripetibilità dei test e di verificare la deformabilità del contenitore per il terreno durante i test dinamici, garantendo una ridotta interazione tra le pareti del contenitore ed il modello in terra in esso contenuto. È stato, inoltre, calibrato il sistema di deposizione.

CAPITOLO 1

1 MODELLAZIONE DEI SISTEMI GEOTECNICI

Una delle sfide più importanti, nell'ambito dell'ingegneria geotecnica, è rappresentata dalla capacità di comprendere il comportamento del terreno in condizioni dinamiche, al fine di mitigare i rischi connessi agli eventi sismici. L'obiettivo è quello di studiare fenomeni e problemi legati al terreno, ed ai sistemi ad esso riferibili o con cui interagisce, come, ad esempio, analizzare gli effetti di quest'ultimo sulle strutture (problemi di interazione terreno-struttura - SSI) e comprendere i fenomeni di amplificazione locale e liquefazione dinamica.

A tale scopo, è sempre più comune ricorrere sia a modelli numerici che a modelli fisici in piccola, media o larga scala, al fine di poter studiare il comportamento del terreno specialmente in condizioni dinamiche, per le quali è sicuramente più complesso indagare e monitorare sistemi reali o riprodurre fenomeni fisici. Nel recente passato si è assistito, anche in ambito geotecnico, ad un rilevante sviluppo e diffusione di metodi di modellazione numerica e fisica, suffragati da un miglioramento e sdoganamento tecnologico in tale settore. Nello specifico, per quanto concerne la modellazione numerica è possibile registrare un miglioramento della capacità computazionale mediante upgrade software and hardware dei calcolatori moderni.

Difatti, la modellazione numerica rappresenta oggi un importante strumento a disposizione anche nell'ambito della progettazione e dello studio geotecnico, grazie alla possibilità di modellare in maniera realistica la geometria, il comportamento del materiale, le condizioni al contorno e le interazioni tra gli elementi del modello. La modellazione numerica è spesso utilizzata per ottimizzare la progettazione, studiare fenomeni ed eventi reali, eseguire back analysis, nonché ottimizzare e meglio calibrare test in laboratorio. Questo tipo di analisi possono essere condotte schematizzando il sistema reale con un modello 2D o 3D, in relazione alle esigenze progettuali ed alle caratteristiche del problema in esame. I modelli 2D presentano infatti un minor onere computazionale, anche se mal descrivono, in casi specifici, sistemi più complessi in termini di geometria ed eterogeneità delle caratteristiche fisiche e meccaniche. Al contrario, i modelli 3D introducono la possibilità di modellare in maniera più dettagliata il sistema oggetto di studio, ma allo stesso tempo introducono un onere computazionale che richiede una maggiore potenza di calcolo e/o un maggior costo in termini di tempo.

Come già evidenziato, la modellazione fisica risulta estremamente utile per la comprensione del comportamento sismico, non solo del terreno, ma anche di opere e sistemi geotecnici. Congruentemente, è possibile evidenziare una maggiore accessibilità alle tecnologie, garantita da una diffusione delle apparecchiature per questa tipologie di prove, in diversi laboratorio presenti in Europa e nel mondo; tecnologie ottimizzate negli anni dal punto di vista meccanico e funzionale, che garantiscono la possibilità di realizzare e imprimere a modelli di dimensioni considerevoli azioni dinamiche, nonché la possibilità di monitorare attraverso opportuni strumenti di misura, gli effetti indotti sul modello. Un approccio di questo tipo, sul quale si concentra la presente tesi, consente di studiare sistemi reali, che conservano la complessità del sistema reale, se pur in scala, e permette di sollecitare il modello nella maniera più congeniale in condizioni controllate, al fine di ottenere

informazioni più o meno dettagliate sui meccanismi che si innescano in condizioni dinamiche nei sistemi oggetto di studio. Le prove su modelli in scala sono estremamente utili anche al fine di calibrare i modelli numerici o di validarli.

1.1 Modellazione fisica

La modellazione fisica dei problemi geotecnici è uno strumento di grande utilità, soprattutto in ambito di ricerca. I risultati ottenuti possono contribuire, in maniera significativa, alla comprensione di numerosi fenomeni.

Sebbene tale approccio possa essere di fondamentale importanza anche nell'ambito della progettazione geotecnica, ancora oggi non è molto diffuso. I motivi sono dovuti non solo ad un difficile accesso, da parte degli ingegneri, alle strutture dotate delle strumentazioni idonee per eseguire tali tipi di prove, ma anche al fatto che sono ancora poco note e comprese le procedure di progettazione e realizzazione delle prove.

Il problema principale della bontà dei risultati ottenuti in prove di questo tipo è sicuramente la capacità di creare un modello che sia sufficientemente rappresentativo del sistema reale (prototipo). Il modello dovrà avere geometria e caratteristiche fisiche e meccaniche capaci di rappresentare adeguatamente il sistema di riferimento e di riprodurre comportamenti e fenomeni reali. Aspetto fondamentale è, dunque, la realizzazione di un modello in scala, dove per scala si intende non solo il rapporto tra le dimensioni geometriche, ma anche di tutte quelle caratteristiche intrinseche, tali da poter considerare il modello idoneo a rappresentare il prototipo di riferimento.

La relazione tra un modello in scala e il comportamento del prototipo corrispondente può essere descritto con diversi approcci. Si possono definire tre

metodi di crescente complessità ed efficacia per la modellazione in scala (Kline, 2011): analisi dimensionale, teoria della similitudine e metodo delle equazioni di governo. La prima consiste in una conversione dimensionale omogenea delle equazioni che governano il problema fisico in esame in equazioni equivalenti adimensionali. La teoria della similitudine identifica le forze operanti sul sistema ed usa l'analisi dimensionale per definire un rapporto di scala tra modello e prototipo. Il metodo delle equazioni di governo necessita di una trasformazione delle equazioni differenziali in equazioni adimensionali introducendo variabili di similitudine che mettono in relazione modello e prototipo. Generalmente, per verificare la corrispondenza tra il modello ed il prototipo, si fa riferimento a leggi di scala basate sull'analisi dimensionale. L'obiettivo è quello di combinare le variabili del problema in gruppi adimensionali, così da ottenere risultanti indipendenti dalla scala del modello. L'analisi dimensionale è un importante strumento in ambito ingegneristico, poiché permette di progettare prove e di ottimizzarne i risultati.

Il Teorema π (Buckingham, 1914), è di fondamentale importanza per affinare l'analisi dimensionale:

Il numero di variabili da prendere in considerazione in un problema di analisi dimensionale definito da n variabili $\{V\}$ e da m dimensioni $\{D\}$ può essere sempre ridotto a un numero minimo N di gruppi adimensionali tali che:

$$N = n - m \quad (1.1)$$

Tale condizione però risulta essere necessaria ma non sufficiente al fine di definire correttamente la ricerca dei gruppi adimensionali (Butterfield, 1999).

Le altre condizioni da imporre sono:

- La condizione di Bridgman (Bridgman, 1931):

L'insieme delle dimensioni {D} deve essere costituito dal numero minimo D_{min} di dimensioni necessarie a definire tutte le variabili componenti {V}.

Dunque affinché l'analisi dimensionale non fallisca deve risultare $m < D_{min}$.

- La condizione di Van Diest (Van Diest, 1946):

Le variabili ripetute vanno scelte in maniera tale che non possano formare tra loro gruppi adimensionali.

Infatti l'insieme {V} può essere suddiviso in due sottoinsiemi, uno costituito da n variabili isolate ed un altro da $n-N=m$ variabili ripetute, così che ogni gruppo adimensionale consenta una sola variabile isolata.

Le condizioni aggiuntive garantiscono che le variabili adimensionali siano indipendenti tra loro, costituendo così un sistema di riferimento.

Nel caso di modelli implementati al fine di risolvere problemi di natura dinamica, è necessario che venga soddisfatta la seguente equazione dinamica adimensionale, desunta dal principio di D'Alambert:

$$\tilde{F} = \tilde{m} \cdot \tilde{a} \quad (1.2)$$

I termini della equazione 1.2 rappresentano le grandezze in gioco nel modello (forze, masse ed accelerazioni), normalizzate rispetto a quelle del sistema di riferimento. In ambito geotecnico, come è noto, il comportamento del terreno è principalmente governato dallo stato tensionale, per cui il rapporto tra tensioni del modello (σ_m) e del prototipo di riferimento (σ_p) dovrebbe risultare unitario. L'equazione 1.3 introduce la tensione normalizzata $\tilde{\sigma}$.

$$\tilde{\sigma} = \frac{\sigma_m}{\sigma_p} \quad (1.3)$$

Per rispettare tale condizione, per problemi dinamici in cui entra in gioco l'inerzia del sistema, è necessario definire opportunamente i valori normalizzati di densità e dimensioni geometriche del sistema. Poiché la tensione normalizzata $\tilde{\sigma}$ sarà funzione delle caratteristiche fisiche e geometriche del sistema, si avrà dall'equazione 1.4:

$$\tilde{\sigma} = \tilde{\rho} \cdot \tilde{a} \cdot \tilde{L} = 1 \quad (1.3)$$

Dove $\tilde{\rho}$, \tilde{a} , \tilde{L} rappresentano la densità del materiale, l'accelerazione e la lunghezza normalizzate. Da cui:

$$(\rho \cdot a \cdot L)_m = (\rho \cdot a \cdot L)_p \quad (1.4)$$

in cui il pedice m indica il modello ed il pedice p il prototipo.

In letteratura ovviamente è possibile trovare diversi riferimenti in cui vengono proposte varie leggi di similitudine più o meno complesse. Ad esempio, è possibile utilizzare una legge di similitudine basata su aspetti statici senza però considerare le proprietà dinamiche del terreno (Shunzo, 1973). Per sistemi in cui si deve tener conto della saturazione del sistema, Iai (Iai, 1989) deriva le leggi di similitudine introducendo una serie di relazioni di scala per il sistema terreno-struttura-fluido, considerato come un mezzo continuo omogeneo, sotto azioni dinamiche, che risultano essere le leggi generalmente prese come riferimento (Biondi & Moraci, 2014). Vengono introdotti tre fattori di scala λ_g , λ_s , λ_d , che rappresentano costanti di proporzionalità tra modello e prototipo, rispettivamente per dimensioni, deformazioni e densità. Meymand (Meymand, 1998) considera la legge di similitudine derivata da Iai (1989) e la utilizza per studiare il comportamento di pali in argilla satura. L'aspetto principale di questa legge sta nel mantenere la densità del terreno uguale per prototipo e modello, così da ridurre la necessità di scalare i parametri del modello.

Le prove su modelli in scala possono essere eseguite utilizzando diverse tecnologie, oggi disponibili in vari laboratori presenti in tutto il mondo. I test su modelli fisici possono essere eseguiti:

- in centrifuga dinamica, ad accelerazione di gravità maggiorata (N-G Test)
- su tavola vibrante, a gravità terrestre (1-G Test)

Entrambe le tipologie di prove sono certamente utili a comprendere il comportamento del terreno in condizioni dinamiche, nonché a conoscere e studiare fenomeni in ambito geotecnico. Entrambi gli approcci presentano, ovviamente, punti di forza e criticità da tenere in conto al fine di ottimizzare le prove da eseguire ed interpretare al meglio i risultati ottenuti.

Nella modellazione in scala 1-G, il termine adimensionale a/g (il numero di Froude), con a accelerazione indotta nel modello, deve essere uguale all'unità, il che implica che il rapporto di rigidezza specifica tra modello e prototipo (E/ρ) sia equivalente al fattore di scala geometrico λ . Questa è nota come condizione di Cauchy, la quale può anche essere espressa in termini di velocità di propagazione delle onde di taglio V_s (eq.1.6):

$$\frac{(V_s)_p}{(V_s)_m} = \sqrt{\lambda} \quad (1.6)$$

Moncarz e Krawinkler (Moncarz & Krawinkler, 1981) mostrano come la condizione di Cauchy sia un requisito necessario per replicare simultaneamente le forze inerziali e le forze gravitazionali in un sistema dinamico.

La difficoltà nel progettare un modello in scala risiede nella selezione dei materiali tali da avere una combinazione di moduli elastici ridotti e grande densità al fine di soddisfare la condizione di Cauchy.

1.1.1 Prove in centrifuga dinamica

Le prime prove eseguite in centrifuga dinamica (di seguito centrifuga), risalgono agli anni '30, periodo in cui vennero portati avanti tentativi elementari in Unione Sovietica e da Bucky (Bucky, 1931) negli USA. Dal punto di vista bibliografico, il primo documento scientifico relativo ad una prova in centrifuga in ambito geotecnico risale al '36 in occasione del Primo Congresso Internazionale di Meccanica dei Terreni e Ingegneria delle Fondazioni. Sebbene la modellazione in centrifuga si sviluppò considerevolmente tra il 1940 ed il 1960, soprattutto in Unione Sovietica, grazie alla realizzazione di un cospicuo numero di apparecchiature (Joseph, et al., 1988), per le quali si manifestò un calo di interesse a causa della Seconda Guerra Mondiale e conseguente isolamento rispetto al blocco occidentale, sebbene nello stesso periodo vennero svolte alcune prove anche negli USA (Panek, 1949).

Oggi la modellazione in centrifuga è ampiamente diffusa e, infatti, sono presenti più di un centinaio di centrifughe in tutto il mondo (Bilotta & Taylor, 2005).

La modellazione in centrifuga è molto utilizzata in ambito geotecnico poiché, come già precedentemente osservato, in tale ambito è necessario poter riprodurre lo stato tensionale in *situ*, dunque del prototipo, che varia al variare della profondità ed influenza il comportamento del terreno stesso.

Il provino, viene realizzato all'interno di un apposito contenitore, posto all'estremità di un braccio, messo in rotazione al fine di indurre un campo di accelerazioni radiali. Così viene indotta sul modello un'accelerazione superiore a quella gravitazionale, ad una data velocità di rotazione angolare (ω). In questo modo, inducendo un'accelerazione di gravità N volte quella terrestre (g), ad una data profondità lo stato tensionale del modello riprodurrà quello in *situ* del prototipo. Ovviamente il valore di N influenzerà il rapporto di scala tra il modello ed il prototipo.

Esistono diversi tipi di centrifuga, le più diffuse sono quelle a rotore (beam centrifuge) (Fig. 1.1). Le centrifughe a rotore prevedono la rotazione su asse orizzontale rispetto ad un asse verticale. Ad una delle estremità del rotore viene sospeso il modello, mentre all'estremità opposta, rispetto l'asse di rotazione verticale, è posizionato un contrappeso, in modo tale da garantirne l'equilibrio, evitando sollecitazioni asimmetriche dell'albero. In alcuni casi è pensabile posizionare, in sostituzione del contrappeso, un ulteriore modello al fine di eseguire simultaneamente due prove. Le centrifughe a rotore possono essere simmetriche o asimmetriche, in funzione del fatto che il contrappeso e il modello siano equidistanti o meno dall'albero. Tale distanza (r) può essere regolabile, così da facilitare il rispetto delle condizioni di equilibrio. Inoltre, in relazione al tipo di piattaforma di cui la centrifuga è dotata è possibile distinguere:

1. centrifughe a piattaforma fissa;
2. centrifughe a piattaforma vincolata;
3. centrifughe a piattaforma basculante.

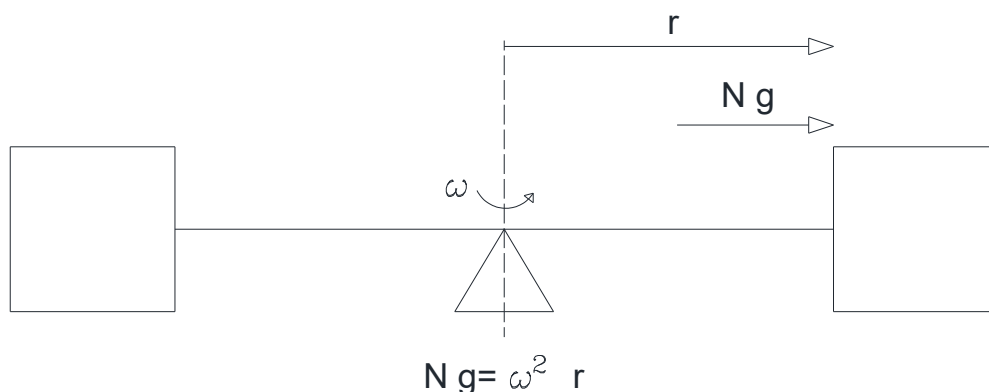


Figura 1.1 Schema di una centrifuga a rotore

Rispettivamente, nei 3 casi, la piattaforma sarà solidale al rotore, con un certo grado di vincolo di movimento, oppure sospesa e basculante (Fig. 1.2).

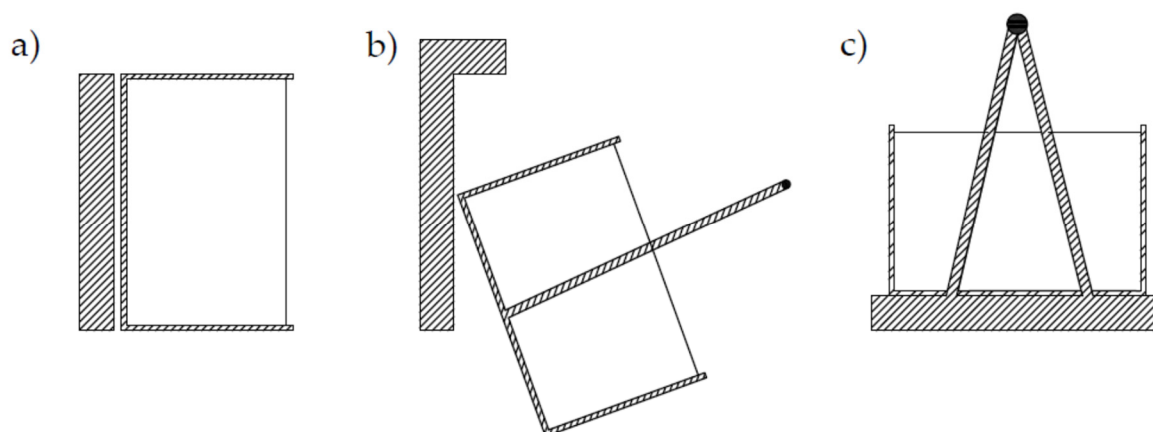


Figura 1.2 Schema di tipi di piattaforme: fissa (a), vincolata (b) basculante (c)

Le piattaforme fisse sono poste verticalmente, quindi nella posizione che il modello assume a regime durante la prova. I problemi legati a tali tipi di centrifughe sono dovuti alla difficoltà di ricreare un modello con verticale ortogonale alla verticale terrestre, cioè un modello con asse verticale ortogonale alla piattaforma (orizzontale). La configurazione vincolata, invece, prevede una piattaforma leggermente inclinata rispetto all'asse orizzontale in fase di riposo della strumentazione. Durante la prova la piattaforma si dispone gradualmente in posizione verticale, e la sua corsa è delimitata da un opportuno vincolo. Le piattaforme basculanti, invece, sono tipiche delle moderne centrifughe e garantiscono alla piattaforma la possibilità di porsi su una base rigida posta all'estremità del rotore. In questo modo il provino può essere realizzato in posizione orizzontale, e successivamente, all'aumentare della velocità di rotazione, si dispone in posizione verticale.

In generale è possibile classificare una centrifuga in funzione di:

- Capacità;
- Accelerazione massima.

La capacità è funzione delle dimensioni del modello che è possibile accogliere, l'accelerazione massima è espressa come multiplo dell'accelerazione di gravità

terrestre. Ovviamente le due caratteristiche sono tra loro dipendenti, per questo vengono combinate al fine di descrivere la capacità di una centrifuga (es. in g-ton).

Il modello su cui effettuare le prove viene realizzato all'interno di contenitori, opportunamente progettati, che abbiano pareti adeguatamente rigide e lisce. Le pareti vanno progettate al fine di non subire deformazioni tali da destare nel provino uno stato limite attivo: le deformazioni indotte devono risultare inferiori ad un millesimo dell'altezza del provino (Yamaguchi, et al., 1976). Lo spessore delle pareti viene dunque scelto al fine di limitare tali deformazioni, nello specifico si prende come riferimento il massimo spostamento in testa alle pareti provocato dalla spinta a rispo del terreno. L'interno delle pareti deve essere opportunamente levigato e lubrificato al fine di minimizzare l'attrito interno tra parete e provino. Tali requisiti possono essere esaustivamente garantiti ricorrendo a contenitori ESB (Equivalent Shear Beam) (Zeng & Schofield, 1996), costituiti da elementi di alluminio interconnessi da elementi in gomma e, in alcuni casi, separati da strati di materiale a basso attrito, al fine di fornire al contenitore stesso un'adeguata rigidità dinamica paragonabile a quella del terreno. L'attrito tra il modello ed il contenitore può essere limitato attraverso l'utilizzo di idoneo materiale di rivestimento per le pareti interne del contenitore.

1.1.2 Prove su tavola vibrante

Le prove su tavola vibrante 1-G vengono utilizzate poiché capaci di riprodurre accuratamente la risposta del terreno durante un evento sismico. I vantaggi legati a questo tipo di prove sono essenzialmente poter mantenere il rapporto di scala prototipo-modello ragionevolmente basso, grazie alle dimensioni notevoli che può raggiungere l'apparecchiatura utilizzata; poter indurre forze inerziali paragonabili a quelle indotta da terremoti reali; poter contenere gli effetti dovuti all'interazione tra il modello ed il contenitore. L'apparecchiatura tipo, utilizzata per questo tipo di prove,

consta generalmente di una tavola vibrante, il cui moto è indotto da un attuatore, e di un contenitore per il terreno.

Il comportamento del terreno, come è noto, non è lineare e dipende dallo stato tensionale. Pertanto, in ambito geotecnico, è necessario che anche i modelli fisici siano in grado di riprodurre il comportamento del terreno considerando l'influenza dello stato tensionale. Nelle prove su tavola vibrante, al contrario di quelle in centrifuga dinamica, non è possibile modificare il campo di accelerazione gravitazionale al fine di modificare lo stato tensionale del modello. Dunque, il livello tensionale verticale sarà funzione esclusivamente dall'altezza del deposito di terreno costituente il modello, che avrà un valore massimo limitato dall'altezza del contenitore adibito ad ospitare il modello, e della densità del terreno. Come è noto, la resistenza di un generico deposito di terreno dipende dallo stato tensionale al quale esso è soggetto, per cui durante la progettazione di prove su modelli geotecnici in scala è opportuno non sottovalutare tale aspetto. Congruentemente, nel caso di prove di laboratorio a gravità terrestre su tavola vibrante, è possibile affrontare il problema di modellazione fisica di cui prima scegliendo opportunamente la densità del terreno costituente il modello. Quest'ultima, che risulterà diversa dalla densità del prototipo, costituirà una nuova variabile da tenere in considerazione per il processo di scalatura. Ovviamente, questo non è il solo parametro da tenere in considerazione durante le prove in scala su tavola vibrante al fine di ottimizzare il processo di scalatura, ma è necessario e possibile intervenire su altre grandezze quali geometria, rigidità o forze di input.

Oltre alle caratteristiche del terreno, un elemento fondamentale da considerare è il contenitore all'interno del quale viene realizzato il modello su cui effettuare le prove. In *situ*, il prototipo di riferimento, non presenta limiti dimensionali al contrario del modello di laboratorio. La sfida, dunque, è quella di riprodurre le condizioni al contorno del sistema reale pur avendo a che fare con un contenitore di dimensioni

finite. Teoricamente, sotto l'ipotesi di condizioni di deformazioni piane, la deformazione di un terreno infinitamente esteso nella direzione longitudinale è tale da variare con la profondità, al variare del modulo di taglio, ma tale da essere costante ad una data profondità. Lo schema al quale ci si può riferire è il modello di una trave soggetta a taglio (Fig. 1.3), la quale permette di riprodurre gli effetti deformativi di uno strato di terreno di altezza finita ed estensione infinita. Nel prototipo di riferimento, al propagarsi di un'onda di taglio in direzione verticale all'interno di un deposito naturale con piano di campagna orizzontale, lo stato tensionale efficace litostatico, caratterizzato dalle sole tensioni normali, verticali ed orizzontali (eq.1.5), si modifica a causa dell'insorgere di tensioni tangenziali sulle pareti del generico elemento di terreno. Quindi prima dell'avvio della prova il provino si troverà in condizioni geostatiche (eq. 1.5) mentre, durante la prova, le tensioni normali rimarranno costanti al contrario delle tensioni tangenziali, che aumenteranno (eq. 1.6).

$$\begin{cases} \sigma'_v = \gamma \cdot z \\ \sigma'_h = k_0 \cdot \sigma'_v \end{cases} \quad (1.5)$$

$$\tau(z) = k_h \cdot \gamma \cdot z \quad (1.6)$$

Nelle eq. 1.5 e 1.6 γ è il peso per unità di volume del terreno, z la profondità, k_0 il coefficiente di spinta a riposo e k_h il coefficiente di accelerazione orizzontale.

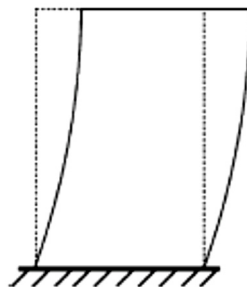


Figura 1.3 Schema di una trave soggetta a taglio

Dunque, per sistemi monodirezionali, per i quali viene impresso un moto lungo una sola direzione, le pareti del contenitore dovranno essere, di conseguenza, adeguatamente deformabili nella direzione longitudinale (parallela alla direzione dell'azione dinamica) così da limitare gli effetti di bordo e rigide nella direzione ortogonale al moto, al fine di garantire le condizioni di deformazione piana del sistema; per tale motivo è possibile immaginare la realizzazione di rinforzi. Allo stesso tempo, le facce interne delle pareti laterali del contenitore dovranno essere adeguatamente lisce al fine di evitare fenomeni di attrito tra il terreno e le pareti. Il fondo del contenitore, di contro, dovrà avere adeguata scabrezza per facilitare il trasferimento delle onde di taglio all'interfaccia contenitore-terreno. Risulta dunque fondamentale progettare adeguatamente il contenitore all'interno del quale ospitare il modello.

Esistono diversi tipi di contenitori con i quali eseguire prove geotecniche su tavola vibrante (ma anche per test in centrifuga dinamica), ognuno dei quali presenta vantaggi e svantaggi. Possiamo individuare i seguenti tipi di contenitore (Bhattacharya, et al., 2012):

- Rigid container;
- Laminar container;
- Active boundary container;
- Equivalent Shear Beam container (ESB).

I contenitori rigidi (Rigid container) possono essere suddivisi in contenitori rigidi, rigidi con confini flessibili e rigidi con pareti incernierate. Nei contenitori rigidi (Fig. 1.4), la rigidità delle pareti è maggiore di quella del terreno in esso contenuto. Al netto delle considerazioni precedenti riguardanti la scabrezza delle superfici interne, per la progettazione di questo tipo di contenitori è necessario riferirsi al rapporto tra lunghezza (L) ed altezza (H) del contenitore. Studi numerici dimostrano,

infatti, come il rapporto L/H del contenitore debba essere superiore a 3-4. Questo perché si osserva come gli effetti di bordo sul terreno si manifestano per una distanza pari ad 1.5-2 volte l'altezza del contenitore (Fishman, et al., 1995).

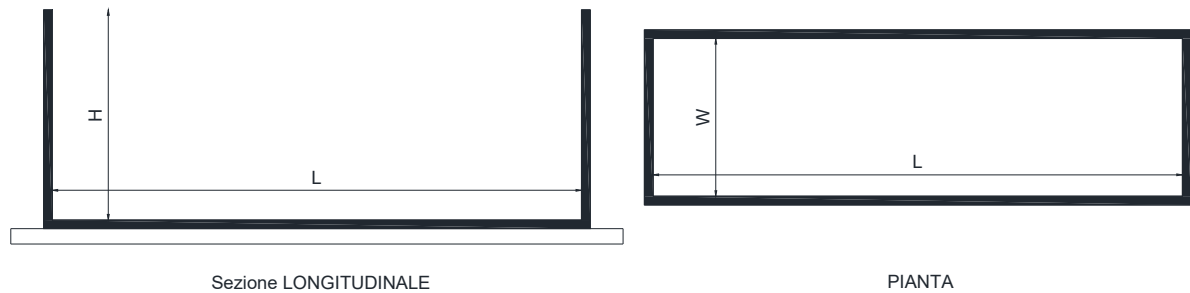


Figura 1.4 Schema di un contenitore rigido

Il comportamento dei contenitori rigidi può essere migliorato mediante l'introduzione di piccole modifiche, come nel caso dei contenitori rigidi con pareti laterali flessibili (Fig. 1.5). Questi, hanno stessa conformazione dei precedenti ma sono migliorati, in termini di prestazioni, grazie alla presenza di materiali flessibili lungo le pareti del contenitore. In questo modo è possibile introdurre una parziale riduzione del fenomeno di riflessione delle onde ed una riduzione della rigidità delle pareti laterali del contenitore. I limiti di tale modifica sono legati all'incertezza sulle effettive condizioni al contorno del sistema. I vantaggi, invece, sono dati da una riduzione delle onde di compressione (onde P) rispetto ai contenitori rigidi.



Figura 1.5 Schema di un contenitore rigido con pareti laterali flessibili

Un'ulteriore evoluzione dei contenitori rigidi è rappresentata dai contenitori rigidi con pareti incernierate. In questo tipo di contenitore, le pareti possono ruotare rigidamente rispetto alla base grazie all'introduzione di cerniere di connessione (Fig. 1.6). Generalmente, al fine di avere spostamenti uguali nelle due pareti del contenitore, queste vengono vincolate alla loro sommità tramite un elemento rigido (tirante).

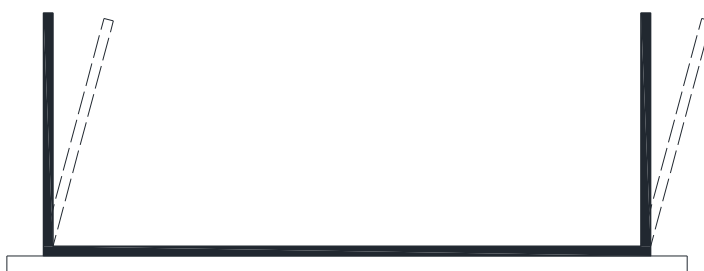


Figura 1.6 Schema di un contenitore rigido con pareti incernierate

I laminar container (Fig. 1.7) sono costituiti da elementi sovrapposti indipendenti (anelli), supportati da cuscinetti e da una guida vincolata ad un telaio esterno. Il progetto di tali contenitori ha come fine ultimo quello di ridurre la rigidità delle pareti. Alcuni esempi di laminar container vengono mostrati nella Tabella 1.1, in cui L, W ed H rappresentano, rispettivamente, lunghezza, profondità ed altezza del contenitore.

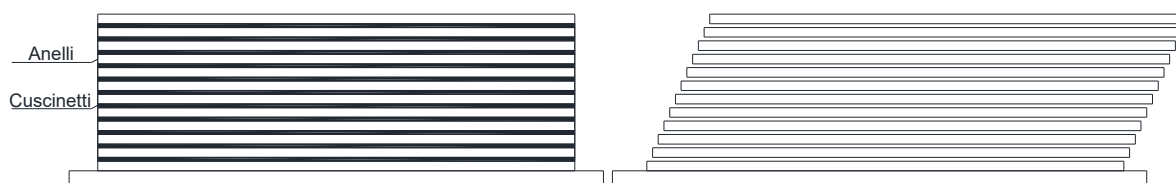


Figura 1.7 Schema di un laminar container e relativa deformata

Gli Active boundaries container sono simili, per progettazione, alle laminar box. La differenza, con i precedenti, consiste nella presenza di attuatori esterni collegati ad

ogni singolo anello costituente il contenitore (Fig. 1.8). Gli attuatori sono in grado di applicare differenti livelli di pressione sul contenitore, così da ottenere le condizioni al contorno desiderate. I vantaggi, derivanti dall'utilizzo di tali dispositivi, sono legati alla possibilità di modificare la rigidità del sistema.

Institution	L (m)	W (m)	H (m)	L/H	Riferimenti
Caltech	0.90	0.35	0.47	1.91	Gibson, 1997
Tokyo University	1.00	0.50	1.00	1.00	Prasad et al., 2004
Western University	0.90	0.45	0.81	1.12	Turan et al., 2009
NCREE Taipei	1.88	1.88	1.52	1.24	Chen, et al., 2004
NEES Buffalo	2.75	2.50	3.00	0.92	Kawamata et al., 2012
E-Defense	8.00	-	6.50	1.23	Thevanayagam et al., 2009

Tabella 1.1 Esempi di laminar container

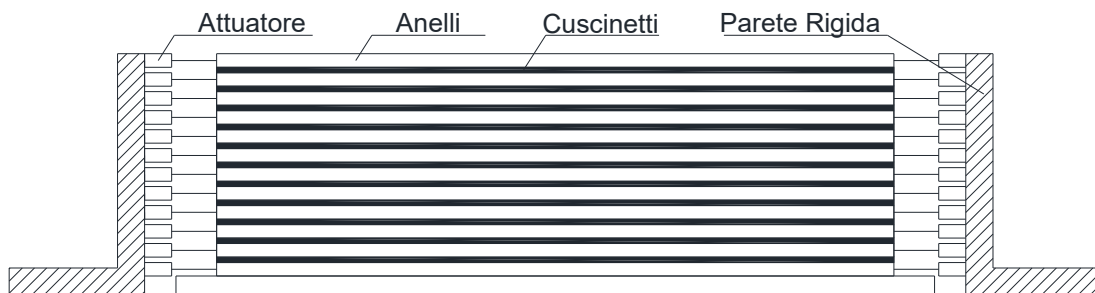


Figura 1.8 Schema di un Active boundaries container

I contenitori ESB sono progettati affinché la rigidità delle pareti laterali del contenitore sia simile alla rigidità a taglio del terreno costituente il modello. Ovviamente, considerato che la rigidità del terreno varia durante l'azione sismica in funzione del livello deformativo, la rigidità delle pareti può essere uguale a quella

del terreno solo in un dato range di deformazione del terreno stesso. Alla base di tale progettazione vi è l'ipotesi che il terreno si comporti come una trave a taglio. Se questa ipotesi è soddisfatta, le interazioni tra terreno e pareti possono essere considerate trascurabili. Tale sistema consente di riprodurre il comportamento del prototipo, evitando, o rendendo trascurabile, la nascita delle onde di compressione dovuta ai fenomeni di riflessione dati dalla presenza di pareti rigide. Nella Figura 1.9 è presentato uno schema di propagazione delle onde all'interno di un generico contenitore.

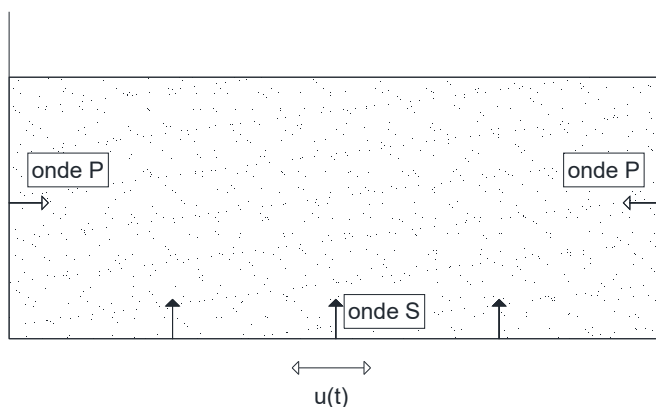


Figura 1.9 Onde sismiche nel modello

Le condizioni al contorno che devono essere soddisfatte dai contenitori ESB sono le seguenti:

1. le pareti laterali devono avere la stessa rigidezza del terreno a tergo affinché le deformazioni siano simili a quelle del terreno. In questo modo si riduce l'interazione terreno-pareti, quindi si minimizza l'insorgere di onde P;
2. il fondo del contenitore deve avere lo stesso attrito del terreno adiacente, così da indurre una sollecitazione tangenziale, dunque introdurre uno stato tensionale dovuto alla sollecitazione dinamica;
3. le pareti laterali devono essere prive di attrito, così da minimizzare l'insorgere di tensioni di taglio, garantendo così lo stato di deformazione piana;

I contenitori ESB sono costituiti da elementi di metallo (anelli) sovrapposti l'uno sull'altro (Shear-Stack), elementi di interconnessione in elastomero ed eventuali interposizioni di materiali a bassi attrito. Alcuni esempi vengono mostrati nella Tabella 1.2.

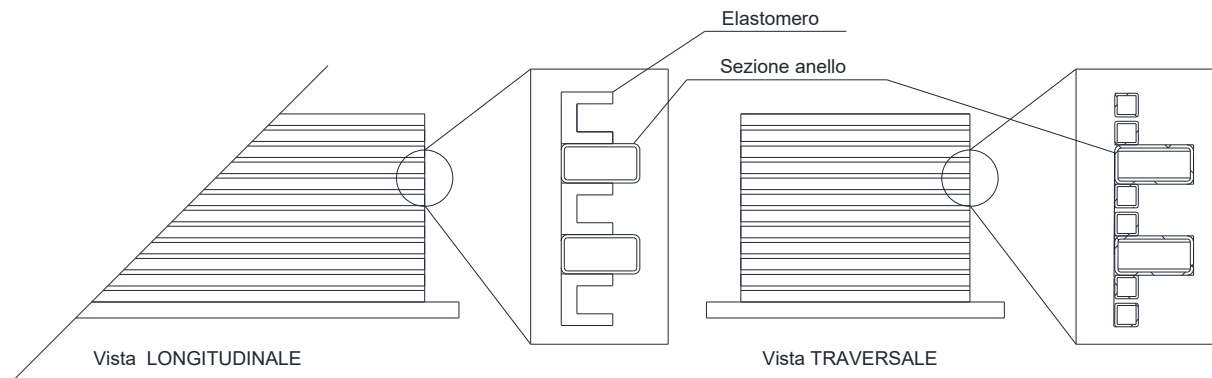


Figura 1.10 Schema di uno Shear-Stack per prove monodirezionali

Più in generale, le apparecchiature adibite a prove del tipo in esame si possono caratterizzare in relazione a:

- le caratteristiche del contenitore;
- i gradi di libertà (g.d.l);
- l'accelerazione massima (a_{max});
- lo spostamento massimo (d_{max});
- il carico massimo (P_{max}).
- gli intervallo di frequenze.

In particolare il contenitore è caratterizzato in relazione a tipologia, geometria, impermeabilizzazione, rivestimento interno e materiali. Le caratteristiche di accelerazione e spostamento massimo e gradi di libertà sono legate al sistema costituente la tavola vibrante (sistema idraulico, attuatori ecc.). Il carico massimo supportato è generalmente combinato con l'accelerazione orizzontale massima indotta sul modello così da avere una definizione della capacità dell'apparecchiatura (g-ton).

Institution	L (m)	W (m)	H (m)	L/H	Riferimento
LNEC - Lisbon	2.00	0.75	1.75	1.14	Carvalho et al., 2010
BLADE- Bristol	4.80	1.00	1.15	4.17	Kloukinas et al., 2013
New York University	4.27	0.91	1.22	3.50	Fishman et al., 1995
Cambridge University	0.56	0.25	0.23	2.48	Zeng & Schofield, 1996

Tabella 1.2 Esempi di contenitori ESB

La capacità, così definita, varia non solo al variare delle accelerazioni e dei carichi in gioco, ma anche in funzione delle frequenze riprodotte in fase di test. È generalmente opportuno, dunque, definire per tali apparecchiature una curva di capacità (g-Hz) al fine di comprendere le potenziali prestazioni del sistema.

CAPITOLO 2

2 APPARECCHIATURE DISPONIBILI NEL MONDO

In letteratura è evidente un forte interesse nei confronti delle prove geotecniche su modelli fisici mediante l'utilizzo di tavole per prove a gravità terrestre (1-G test). Infatti, in tutto il mondo, un elevato numero di istituzioni è dotato di simulatori sismici per eseguire test di questo tipo in ambito geotecnico. Tale slancio è dovuto al fatto le moderne tecnologie consentono, attraverso l'uso di opportuni contenitori, di riprodurre le condizioni di *free field* e validare modelli numerici ricreando modelli fisici in scala (Biondi et al., 2016). Come visto nel §1.2.2, è possibile classificare le apparecchiature in relazione a diverse caratteristiche, riferibili sia al sistema costituente la tavola vibrante, sia alle caratteristiche degli elementi ad essa connessi. In ambito geotecnico, al netto delle caratteristiche della tavola vibrante con la quale eseguire le prove, un particolare interesse è dedicato ai contenitori per il terreno (Gibson, 1997; Chen et al., 2004).

Esistono nel mondo circa un centinaio di tavole vibranti, il 50% delle quali si trova in Giappone. Oltre al laboratorio dell'Università di Messina, in Italia sono disponibili 7 tavole vibranti, ma solo quella del laboratorio TREES Lab di Pavia (Laboratory for Training and Research in Earthquake Engineering and Seismology) è dotata di un contenitore deformabile per l'esecuzione di prove su modelli geotecnici (Ricciardi & Cascone, 2015). Il simulatore geotecnico-sismico in dotazione

all'EUROLAB-CERISI, per le sue caratteristiche, è tra le attrezzature più grandi attualmente disponibili in Europa per eseguire prove su modelli in scala in ambito geotecnico. La Tabella 2.1 mostra alcune delle più importanti apparecchiature per l'esecuzione di test a gravità terrestre in ambito geotecnico, ospitate da laboratori europei.

Sedi	L	W	H	L/H	d_{max}	P_{max}	Riferimenti
	(m)	(m)	(m)		(mm)	(ton)	
CERISI - Messina	6.0	1.50	2.00	3.00	±255	32	Bandini et al., 2019
EQUALS- Bristol	4.8	1.00	1.20	4.00	±150	15	Wood et al., 2002
LNEC - Lisbon	2.0	0.75	1.75	1.14	±175	40	Carvalho et al., 2010
IZIIS- Skopje	2.0	1.00	1.50	1.33	±125	40	Bojadjeva et al., 2014
Bogazici University	0.9	0.90	1.65	0.55	±120	10	Cenzin & Guler, 2017
CEDEX- Madrid	3.0	1.10	1.20	2.50	±100	10	Estaire, 2007

Tabella 2.1 Esempi di apparecchiature presenti in Europa

La Tabella 2.1 mostra, nello specifico, alcune delle principali informazioni relative le caratteristiche delle tavole vibranti ed i contenitori per il terreno. In particolare, L , W e H rappresentano, rispettivamente, lunghezza, larghezza e altezza del contenitore; d_{max} e P_{max} rappresentano lo spostamento massimo ed il carico massimo ai quali può lavorare la tavola vibrante, sulla quale il contenitore è collocato.

I contenitori rigidi, molto usati negli anni '80, sono ormai superati poiché presentano problemi di deformabilità, impediscono l'insorgere di grandi deformazioni, oltre al fatto che presentano un evidente problema di riflessione delle onde. Di conseguenza si preferisce ricorrere a contenitori dal design differente, affinché il modello si deformi come il prototipo di riferimento (Gibson, 1997; Prasad et

al., 2004; Ueng et al., 2006; Biondi et al., 2003). Per quanto concerne i test a gravità terrestre su tavola vibrante, in relazione alle apparecchiature a disposizione si hanno test monodimensionali o bidimensionali, rispettivamente condotti con contenitori deformabili in una (Gibson 1997; Prasad et al., 2004) o due direzioni (Meymand, 1998; Ueng et al., 2006).

Nei paragrafi successivi vengono brevemente descritte, in seguito ad un'ampia ricerca bibliografica, alcune tra le apparecchiature presenti in Europa e nel mondo.



Figura 2.1 Alcune località in cui sono presenti apparecchiature per prove su modelli geotecnici

2.1 Earthquake laboratory (Bristol)

Presso l'Università di Bristol è possibile eseguire test a gravità terrestre grazie alla presenza di una tavola vibrante e di contenitori opportunamente realizzati per poter ospitare modelli in terra. In particolare l'"Earthquake laboratory" è la più grande struttura del Regno Unito per quanto riguarda l'ingegneria sismica, ed una delle più grandi d'Europa (University of Bristol, 2020). L'Università di Bristol, al fine di promuovere l'utilizzo delle attrezzature ospitate nel proprio laboratorio, ha creato una

società, la “Bristol Earthquake and Engineering Laboratory Limited” (BEELAB). In questo modo è possibile favorire le collaborazioni con partner industriali e sostenere la ricerca. Il laboratorio ha come attrezzatura principale una tavola vibrante a 6 g.d.l. (3 traslazionali e 3 rotazionali). La tavola, di dimensioni 3 x 3 m, è azionata da 8 attuatori idraulici (4 orizzontali e 4 verticali). La Tabella 2.2 riassume le principali caratteristiche della tavola vibrante dell’Università di Bristol.

La tavola permette di eseguire prove geotecniche a gravità terrestre mediante l’ausilio di diversi contenitori. Tra questi si evidenziano due Shear-Stack (ESB container). In letteratura sono presenti diversi documenti che ne descrivono le caratteristiche (Wood et al., 2002; Dihoru et al., 2016).

Proprietà	Valore
Dimensioni	3 m x 3 m
g.d.l.	6
P_{max}	15 t
Frequenza operativa	0-100 Hz
Alimentazione idraulica	900 l/min
Pompe idrauliche	6 pompe – 450 kW
Spostamento massimo	± 150 mm

Tabella 2.2 Caratteristiche principali della tavola vibrante dell’Università di Bristol

Il primo contenitore ha dimensioni 1.2 x 0.7 x 0.8 m ($L \times W \times H$) ed è composto da 8 anelli di alluminio a sezione cava, separati da strati di gomma. Gli anelli di alluminio garantiscono il confinamento laterale del terreno, mentre gli strati di gomma un’adeguata deformabilità. Il contenitore vuoto presenta una frequenza fondamentale di 12 Hz. Il secondo, nato per migliorare le dimensioni del primo, è un contenitore ESB

di dimensioni $4.8 \times 1.0 \times 1.2$ m ($L \times W \times H$), composto da 11 anelli di alluminio rigidi a sezione rettangolare connessi ad elementi in gomma nelle pareti laterali, mentre sono libere, a meno di connessioni con supporti laterali, le pareti longitudinali (Fig. 2.2). I supporti laterali sono esterni e servono a garantire che la sommità del contenitore rimanga orizzontale e che le pareti rimangano verticali. Il contenitore, così progettato, ha una prima frequenza di vibrazione di 3.5 Hz. Il fondo del contenitore è generalmente rivestito da sabbia incollata ad esso, mentre le pareti laterali sono rivestite con fogli di lattice. Il contenitore permette di eseguire prove monodirezionali.

Presso l'Università di Bristol sono state eseguite prove per lo studio del comportamento di pali di fondazione (Bhattacharya et al., 2010), delle proprietà dinamiche del terreno per bassi livelli tensionali (Dietz & Muir Wood, 2007), di muri di sostegno (Kloukinas et al., 2013) e delle interazioni terreno struttura (Biondi et al., 2015; Massimino & Biondi, 2015; Massimino et al., 2019) e su muri di sostegno in terra (Capilleri et al., 2019; Biondi et al., 2006).



Figura 2.2 Contenitore ESB ospitato presso il laboratorio dell'Università di Bristol

2.2 National Laboratory for Civil Engineering (Lisbona)

Il “National Laboratory for Civil Engineering” (LNEC) di Lisbona ospita due differenti tavole vibranti. La prima, 3D, di dimensioni 4.6 x 5.6 m, con una capacità massima di 40 tonnellate ed una frequenza operativa nell’intervallo 0-40 Hz. La seconda tavola monodirezionale (1D), generalmente usata per le prove su modelli in scala in ambito geotecnico, può essere utilizzata sia per input orizzontali che verticali, con l’accortezza di ruotare opportunamente la posizione dell’attuatore idraulico. In particolare, per le prove orizzontali, le dimensioni utili della tavola vibrante sono 3.0 x 2.0 m (LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2020). In Tabella 2.3 sono riassunte le principali caratteristiche della tavola vibrante 1D del LNEC.

Proprietà	Valore
Dimensioni	3 m x 2 m
g.d.l.	1
P_{max}	6 t
Frequenza operativa	0-25 Hz
Pompe idrauliche	1
Spostamento massimo	± 100 mm

Tabella 2.3 Caratteristiche principali della tavola vibrante 1D del LNEC

Nel laboratorio è possibile eseguire prove su modelli geotecnici mediante l’ausilio di un contenitore flessibile. Il contenitore del LNEC ha dimensioni 2 x 0.75 x 1.75 m ($L \times H \times W$), è composto da 16 anelli di alluminio a sezione quadrata cava, intervallati, nella sola direzione longitudinale, da elementi in elastomero a sezione rettangolare. Nella direzione trasversale, la fuoriuscita di materiale è impedita grazie alla presenza di un elemento laminare in alluminio. Lateralmente sono presenti

colonne per rinforzare le pareti del contenitore e limitarne le deformazioni (Carvalho et al., 2011). Il laboratorio è dotato, inoltre, di un sistema di deposizione per pluviazione in grado di realizzare depositi di terreno con densità compresa tra il 70% e l'85%. Il sistema di deposizione lavora facendo variare l'apertura della tramoggia e l'altezza di caduta. Il sistema di deposizione consiste in un telaio in acciaio dotato di un piccolo contenitore (tramoggia), che si muove orizzontalmente su un binario posto nella parte sommitale del telaio, ed è mosso da un motore dotato di regolatore di velocità (Oliveira et al., 2012). La Figura 2.3 mostra il contenitore sormontato dal sistema di deposizione.



Figura 2.3 Contenitore e sistema di deposizione del LNEC

Presso l'LNEC sono state eseguite, a titolo di esempio, prove su opere di contenimento (Carvalho et al., 2011).

2.3 IZIIS (Skopje)

Presso l'“Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology” (IZIIS), della “Ss. Cyril and Methodius University” di Skopje, sono presenti una serie di laboratori grazie ai quali è possibile eseguire test su modelli in scala. In particolare l'Istituto macedone è dotato di 3 tavole vibranti, una di piccole dimensioni (0.3 x 0.23 m) che permette uno spostamento orizzontale di ± 80 mm ed un'accelerazione massima di 4g. Una seconda tavola vibrante di dimensioni 1.6 x 2.0 m che consente uno spostamento orizzontale massimo di ± 100 mm ed un'accelerazione massima di 1g (IZIIS, 2020). Infine, una tavola vibrante di grandi dimensioni capace di produrre input sismici in direzione orizzontale e verticale, le cui caratteristiche principali sono riportate in Tabella 2.4.

Proprietà	Valore
Dimensioni	5 m x 5 m
g.d.l.	5
P_{max}	40 t
Frequenza operativa	0.1-50 Hz
Alimentazione idraulica	1250 l/min
Pompe idrauliche	3
Spostamento massimo	± 125 mm

Tabella 2.4 Caratteristiche principali della tavola vibrante dell'Università di Skopje

In particolare, l'Istituto ospita il “Soil Dynamics Laboratory” un laminar container progettato e realizzato grazie al progetto UREDITEME (*Upgrading Of Research Equipment For Dynamic Testing Of Large Scale Models*) che, a partire dal 2009,

ha permesso di migliorare e rinnovare le tecnologie dell'Istituto Macedone (Sesov et al., 2012).

La Figura 2.4 mostra il contenitore in dotazione all'IZIIS. Ha dimensioni $2.0 \times 1.0 \times 1.5$ m ($L \times W \times H$) ed è costituito da 16 anelli di alluminio e da cuscinetti a sfera a supporto dei vari anelli. Il contenitore è utilizzato per prove monodirezionali e, essendo impermeabilizzato, è dotato di un sistema di drenaggio nel fondo del contenitore (Bojadjieva et al., 2014).

Presso l'IZIIS sono state recentemente condotte prove su modelli geotecnici finalizzate allo studio del comportamento di muri di sostegno (Sheshov et al., 2019) e depositi liquefacibili (Bojadjieva et al., 2015).



Figura 2.4 Contenitore in dotazione all'IZIIS di Skopje

2.4 Department of Earthquake Engineering (Bogazici)

In Turchia, presso il Dipartimento di Ingegneria sismica dell'Università di Bogazici, è possibile eseguire prove su tavola vibrante in ambito geotecnico. Il laboratorio è dotato di 3 tavole vibranti. La prima, di dimensioni 3 x 3 m per prove monodimensionali con una capacità di 10 tonnellate. Tale tavola vibrante, le cui caratteristiche sono riassunte in Tabella 2.5, può simulare input sismici con picchi di accelerazione di 2 g e spostamenti di ± 120 mm (Bogazici University, 2020). La seconda tavola vibrante ha dimensioni ridotte, 1.2 x 1.2 m, ma può riprodurre input dinamici in due direzioni simultaneamente con accelerazioni fino a 10 g e spostamenti di ± 120 mm. La terza tavola vibrante, di piccole dimensioni, garantisce uno spostamento unidirezionale e può supportare un carico massimo di 23 kg. Per i test di tipo geotecnico viene utilizzata la prima delle tavole descritte.

Proprietà	Valore
Dimensioni	3m x 3m
g.d.l.	1
P_{max}	10 t
Frequenza operativa	0-50 Hz
Pompe idrauliche	1
Spostamento massimo	+/- 120mm

Tabella 2.5 Caratteristiche principali di una delle tre tavole vibranti dell'Università di Bogazici

Il laboratorio, oltretutto, è dotato di un laminar container di dimensioni 0.9 x 0.9 x 1.65 m ($L \times W \times H$) costituito da 16 anelli di alluminio (Fig.2.5) su supporti in teflon e cuscinetti, distanti l'uno dall'altro circa 2mm così da eliminare l'attrito da i vari strati (Cengiz & Guler, 2019).



Figura 2.5 Contenitore ospitato presso l'Università di Bogazici

Un'Interessante applicazione, presso il presente laboratorio, ha visto lo studio del comportamento del terreno in seguito all'introduzione di colonne drenanti (Cengiz & Guler, 2019).

2.5 LCEYM (Madrid)

Presso il "Laboratorio Central de Estructuras y Materiales" (LCEYM) del CEDEX di Madrid è presente una tavola vibrante, grazie alla quale è possibile eseguire prove anche in ambito geotecnico mediante l'utilizzo di contenitori per il terreno. La tavola a disposizione del CEDEX ha dimensioni 3 x 3 m e 6 g.d.l. (3 traslazionali e 3 rotazionali) ed è capace di supportare un carico massimo di 10 tonnellate, garantendo un'accelerazione massima di 1g. In Tabella 2.6 sono riportate le principali caratteristiche dell'apparecchiatura (Navarro, 1995).

Sulla tavola vibrante è possibile installare contenitori per il terreno al fine di eseguire prove in ambito geotecnico.

In particolare nel laboratorio del CEDEX è stato realizzato un contenitore rigido che consiste in una struttura metallica dotata pareti trasparenti, dello spessore di 5mm, realizzate in metacrilato. Il contenitore ha dimensioni 3.0 x 1.0 x 1.2 m (*L x W x H*) e peso pari a 380 kg (Estaire & Cuéllar, 2005).

Proprietà	Valore
Dimensioni	3m x 3m
g.d.l.	6
P_{max}	10 t
Alimentazione idraulica	700 l/min
Pompe idrauliche	2
Spostamento massimo	+/- 100mm

Tabella 2.6 Caratteristiche principali della tavola vibrante del CEDEX di Marid



Figura 2.6 Contenitore rigido realizzato presso il CEDEX

Nel laboratorio sono stati condotte, ad esempio, prove dinamiche su depositi granulari (Estaire & Cuéllar, 2005) e fondazione superficiali (Estaire & Cuellar, 2007).

2.6 SEESL (Buffalo)

Il “Structural Engineering and Earthquake Simulation Laboratory” (SEESL) dell’Università di Buffalo ospita apparecchiature necessarie per eseguire test geotecnici a gravità terrestre. Inoltre, il laboratorio comprende due strutture che ospitano tavole vibranti, entrambe di dimensioni 3.6 x 3.6 m, a 6 gradi di libertà, le cui caratteristiche principali sono riassunte in Tabella 2.7.

Per quanto riguarda il settore geotecnico, il laboratorio è dotato di un laminar container, mostrato in Figura 2.7, di dimensioni massime di 5.0 x 2.7 x 6 m ($L \times W \times H$) e di capacità massima di 82.5 m³ (Coleman et al., 2017; Stefanaki, 2017). Generalmente il contenitore viene riempito mediante l’utilizzo di una pompa per liquami ed un sistema di distribuzione. Il contenitore può essere composto, in maniera modulare, da un massimo di 40 anelli sovrapposti, tali da costituire un contenitore rettangolare, supportati da cuscinetti a sfera montanti nell’anello sottostante. I vari livelli sono separati da una distanza di 5 mm che consente il movimento indipendente dei vari livelli. Il contenitore è dotato di un rivestimento interno, costituito da due strati di EPDM (Ethylene-Propylene Diene Monomer).

Proprietà	Valore
Dimensioni	3.6 m x 3.6 m
g.d.l.	6
P_{\max}	20 t
Frequenza operativa	0-100 Hz
Alimentazione idraulica	20000 l/min
Spostamento massimo	± 150 mm

Tabella 2.7 Caratteristiche principali di una delle due tavole vibrante del SEESL

La particolarità della laminar box dell'Università di Buffalo consiste nel fatto che è possibile utilizzare, come anello basale, o un anello piano, per testare colonne di terreno verticali, o un anello inclinato, per prove su colonne di terreno inclinate di 2 gradi. Il contenitore è collegato ad una base scorrevole, collegata a sua volta a due attuatori idraulici a controllo di spostamento in grado di produrre accelerazioni di 1g. L'interno del contenitore è circondato da un sistema di ritenuta di sicurezza in acciaio e da paraurti, i quali impediscono lo spostamento trasversale. Il simulatore è utilizzato per test monodirezionali (1D) ma può essere riconfigurato per essere sottoposto ad input 2D e 3D. (University of Buffalo, 2020).



Figura 2.7 Laminar box dell'Università di Buffalo

Le caratteristiche del Laminar Box dell'Università di Buffalo permettono di studiare sia problemi inerenti al comportamento di depositi di terreno (Coleman et al., 2017) ma anche di pendii (Dobry, et al., 2011).

2.7 Università di Auckland

Presso l'Università di Auckland, in Nuova Zelanda, sono presenti due tavole vibranti. La tavola più grande misura 3.6 x 3.6 m, è azionata da un attuatore da 260 kN con una corsa di ± 200 mm, e può garantire un'eccitazione sismica uniassiale con un carico massimo di 15 tonnellate con accelerazioni di picco fino a 1.5 g. La tavola più piccola da 10 kN ha una dimensione della piastra di 1.5 x 1.0 m ed è adatta per prove in scala di modelli strutturali (University of Auckland, 2020). In Tabella 2.8 sono riassunte le principali caratteristiche della prima tavola vibrante descritta.

Proprietà	Valore
Dimensioni	3.6 m x 3.6 m
g.d.l.	1
P_{\max}	26 t
Spostamento massimo	± 200 mm

Tabella 2.8 Caratteristiche principali della tavola vibrante presso l'Università di Auckland

Il laboratorio è dotato di laminar container cubico di dimensioni 2 x 2 x 2 m (Qin & Chouw, 2017). Il contenitore è composto da 30 strati, costituiti da elementi in alluminio a sezione ad "X", supportanti da cuscinetti a sfera fissati a colonne di supporto esterne, verticali e rigide, per garantire un'adeguata resistenza strutturale del contenitore (Fig. 2.8). Tra le colonne esterne e gli elementi in alluminio è disposto uno strato di Teflon, per ridurre l'attrito tra i due componenti. All'interno del contenitore è posizionata una membrana in PVC, materiale scelto per minimizzare la resistenza della sabbia al movimento. La membrana ha una forma troncoconica con perimetro di base pari al perimetro interno del contenitore ed un perimetro maggiore (1.25 volte circa quello alla base) nella parte sommitale. Questo accorgimento è necessario

considerando che il modello in terra, generalmente, sperimenta spostamenti e deformazioni maggiori in sommità.

Il simulatore sismico dell'Università di Auckland è stato utilizzato per studiare, tra gli altri, problemi di liquefazione (Chouw, et al., 2017) e problemi di interazione terreno-struttura (Qin & Chouw, 2017).



Figura 2.8 Laminar container presso l'Università di Auckland

2.8 University of California San Diego

Il laboratorio dell'Università della California di San Diego (UCSD) è dotato di una grande tavola vibrante all'aperto "Large High Performance Outdoor Shake Table" (LHPOST). La realizzazione di questa apparecchiatura è dovuta all'iniziativa del programma George E. Brown, Jr. Network for Earthquake Engineering Simulation (NEES) del 2002, portata avanti grazie ad un finanziamento di 5.9 milioni di dollari (Van den Eide, et al., 2004). La tavola vibrante è progettata per avere un g.d.l. ma

anche per essere facilmente resa a 6 g.d.l. Il sistema è costituito da 2 attuatori idraulici per gli spostamenti orizzontali che garantiscono un picco di accelerazione orizzontale di 1g per un carico di 400 tonnellate (Ozcelik et al., 2008). In Tabella 2.9 sono riportate alcune tra le caratteristiche principali della LHPOST.

Tra le apparecchiature aggiuntive della LHPOST a disposizione del laboratorio vi è un contenitore per i modelli in terra, grazie al quale è possibile eseguire prove a gravità terrestre. Il contenitore è un laminar container (Fig. 2.9) di dimensioni $6.7 \times 3.0 \times 4.7$ m ($L \times W \times H$) ($L/H < 2$), costituito da 31 anelli di acciaio che garantiscono un movimento monodirezionale (Mock & Cheng, 2011).

Proprietà	Valore
Dimensioni	12.2 m x 7.6 m
g.d.l.	1
P_{\max}	20 MN
Frequenza operativa	0-20 Hz
Alimentazione idraulica	20000 l/min
Spostamento massimo	± 75 mm

Tabella 2.9 Caratteristiche principali del LHPOST

Attraverso un sistema di cuscinetti, composto da rulli di acciaio che rotolano su piastre in acciaio inossidabile, ogni livello costituente il laminar container ha la possibilità di muoversi in maniera indipendente. Gli elementi componenti il contenitore hanno sezioni variabili in altezza; pur mantenendo la geometria sono più spessi alla base e meno in sommità, al fine di minimizzare il peso del laminar container.

Altresì, è possibile, se necessario, ridurre l'altezza del contenitore. (Wilson & Elgamal, 2009). Per ridurre lo spostamento nella direzione trasversale al moto imposto

dall'input selezionato, è stato realizzato un sistema di contenimento tramite due torri. All'interno del contenitore, per evitare la fuoriuscita di terreno, può essere posto del compensato, mentre per ridurre l'attrito tra terreno e contenitore, all'interno di quest'ultimo è inserito un telo in materiale plastico.



Figura 2.9 Laminar box in dotazione all'UCSD

Presso l'UCSD vengono condotte prove su modelli geotecnici, ad esempio, spalle da ponte (Wilson & Elgamal, 2009) e muri di sostegno (Mock & Cheng, 2011).

2.9 Attrezzature disponibili in Giappone

In Giappone sono presenti diverse strutture che ospitano contenitori per eseguire prove su tavola vibrante a gravità terrestre. In particolare, tra i vari laboratori presenti, è possibile evidenziare il "Hyogo Earthquake Engineering Research Center" (E-Defense), un laboratorio nato in seguito al sisma di Hanshin-Awaji (Ohtani et al., 2004). Il fiore all'occhiello del laboratorio nipponico è la tavola vibrante di grandi dimensioni 20 x 15 m. (Sato & Inoue, 2004). Il sistema, supportato da 14 martinetti

idraulici, è in grado di supportare modelli di 12 MN ed è connesso a 10 attuatori, 5 nella direzione NS e 5 in quella EW. Può raggiungere accelerazioni di 9 m/s^2 in entrambe le direzioni orizzontali (Tokimatsu et al., 2007). Le principali caratteristiche della tavola vibrante ospitata presso l'E-Defense sono riassunte nella Tabella 2.10.

Proprietà	Valore
Dimensioni	20 m x 15 m
g.d.l.	3
P_{\max}	12 MN
Spostamento massimo	$\pm 1000 \text{ mm}$

Tabella 2.10 Caratteristiche principali della tavola vibrante del E-Defense

Il laboratorio permette di condurre prove su modelli geotecnici a gravità terrestre mediante l'utilizzo di due contenitori per il terreno, uno cilindrico ed uno rettangolare. Il contenitore rettangolare è un contenitore rigido di dimensioni $16 \times 4 \times 5 \text{ m}$ ($L \times W \times H$) utile per prove in condizioni di deformazione piana. Il contenitore è impermeabile e progettato con pareti longitudinali lisce e pareti trasversali adeguatamente rigide, al fine di confinare il terreno durante il collasso del modello (Tani, 2015). Il contenitore cilindrico ha un raggio di 8 m ed un'altezza di 6.5 m, è costituito da 40 anelli e può essere utilizzato per test bidirezionali. Gli anelli sono supportati e connessi con cuscinetti lineari bidimensionali (Kawamata et al., 2012). Presso l'E-Defense sono state eseguite prove in larga scala per lo studio del comportamento di gruppi di pali (Motamed et al., 2013) e di depositi liquefacibili (Kobayashi et al., 2016)

Oltre all' E-Defense, è possibile citare il laminar container dell'Università di Tokyo, realizzato con 17 anelli di alluminio, sostenuti da elementi di ritenuta esterni. Ogni livello è supportato da 4 cuscinetti, per garantire e guidare il movimento dei vari

livelli. Le dimensioni complessive del contenitore sono $1.0 \times 0.4 \times 0.7$ m ($L \times W \times H$). All'interno del contenitore è disposto uno strato impermeabile di gomma flessibile. (Mohsan et al., 2018).

2.10 NCREE (Taiwan)

Il "National Center for Research on Earthquake Engineering" (NCREE) di Taiwan ospita moderne apparecchiature in grado di eseguire test su modelli geotecnici in scala. Nel 2014 è stato realizzato un nuovo laboratorio, ad opera del NCREE presso la "National Cheng Kung University" (NCKU) in Tainan City, dotato di una tavola vibrante di grandi dimensioni, 8×8 m. Il sistema consente di indurre spostamenti orizzontali nelle due direzioni ortogonali per un massimo di 2 m e spostamenti verticali per un massimo di 0.8 m, con un carico di al più 250 ton. La tavola è mossa da 8 attuatori, 4 orizzontali e 4 verticali, che consentono di raggiungere accelerazioni orizzontali a tavola vuota di 2.5 g (Shen et al., 2019). In Tabella 2.11 sono riassunte le caratteristiche della tavola vibrante. Il NCREE ha sviluppato, inoltre, un laminar container al fine di eseguire prove bidirezionali su depositi di terreno. Il contenitore in dotazione al NCREE ha dimensioni interne $1.88 \times 1.88 \times 1.52$ m ($L \times W \times H$) e consente spostamenti nelle due direzioni orizzontali ortogonali NS-EW (2D).

Proprietà	Valore
Dimensioni	8m x 8m
g.d.l.	3
P_{max}	250 t
Spostamento massimo	± 1000 mm

Tabella 2.11 Caratteristiche principali della tavola vibrante dell'Università di Tainan

Il contenitore è costituito da 15 livelli composti da 3 anelli, un interno all'altro, al fine di garantire gli spostamenti in entrambe le direzioni grazie al fatto che sono tra loro garantiti gli spostamenti relativi. L'anello interno, dentro il quale viene realizzato il modello, ed uno esterno di dimensioni $1.94 \times 1.94 \times 1.52$ m ($L \times W \times H$), ed ogni livello si muove indipendentemente nelle sole direzioni orizzontali grazie a guide costituite da cuscinetti. Tutto è, infine, contenuto all'interno di un terzo elemento rigido (Ko & Chen, 2019) (Ueng et al., 2010). Per garantire spostamenti orizzontali ed ortogonali, tra i vari livelli sono disposti delle guide che consentono al primo ed al secondo livello spostamenti tra loro ortogonali come mostrato in Figura 2.2. Nel laboratorio sono state eseguite prove finalizzate alla comprensione del comportamento di depositi di sabbia satura (Ueng et al., 2006)

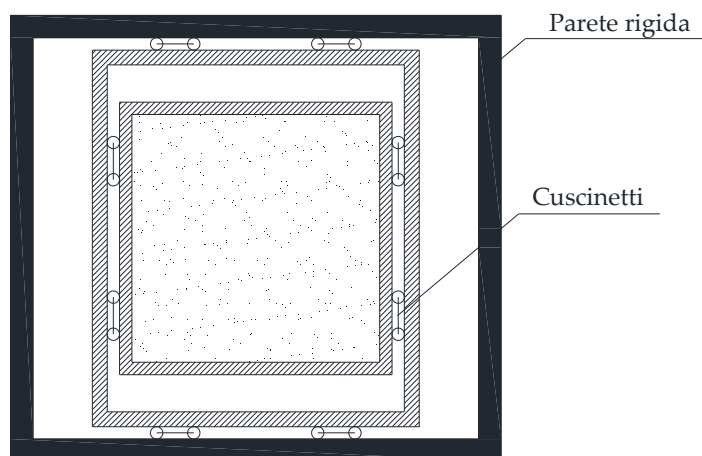


Figura 2.10 Schema del contenitore presente presso l'NCREE

CAPITOLO 3

3 IL SIMULATORE SISMICO DELL'UNIVERSITÀ DI MESSINA

Il presente lavoro di tesi riguarda principalmente il simulatore geotecnico sismico ospitato presso il laboratorio EUROLAB-CERISI dell'Università degli Studi di Messina. Il laboratorio è una delle nuove e più interessanti realtà dell'Ateneo messinese, grazie alla singolarità ed alla rilevanza tecnico-scientifica delle attrezzature da esso ospitate, e rappresenta, di fatto, un centro di eccellenza per lo studio di sistemi, strutture ed infrastrutture di grandi dimensioni. Il presente capitolo ha come principale obiettivo quello di descrivere in linea generale il laboratorio EUROLAB-CERISI al fine di introdurre una panoramica sulla struttura e le sue apparecchiature, concentrandosi in particolar modo sul simulatore geotecnico-sismico con il quale è possibile eseguire prove dinamiche a gravità terrestre (test 1G) su modelli geotecnici.

3.1 Il Laboratorio EUROLAB-CERISI

Il laboratorio EUROLAB-CERISI (Centro di Eccellenza, Ricerca e Innovazione per Strutture ed Infrastrutture di grandi dimensioni) dell'Università degli Studi di Messina nasce a conclusione di quattro anni di attività portata avanti grazie ad un contributo di 22.1 milioni di euro erogati dal MIUR con fondi PON 2017-2021. Con tale progetto, è stato possibile dotare il laboratorio di attrezzature dedicate alle grandi strutture ed infrastrutture tali da rendere l'EUROLAB un laboratorio all'avanguardia

nei settori dell'Ingegneria Sismica, della Geotecnica Sismica e, più in generale, dell'Ingegneria delle grandi strutture e infrastrutture.

Il laboratorio EUROLAB è dotato di alcune attrezzature di prova per la caratterizzazione di dispositivi e componenti strutturali e geotecnici impiegati nelle grandi opere dell'ingegneria civile (Ricciardi & Cascone, 2015).

Segnatamente, il laboratorio ospita:

1. un banco di prova per la qualificazione e l'accettazione di dispositivi antisismici (ASD - Anti-Seismic Device - Test Facility), come i sistemi di isolamento alla base (isolatori elastomerici e a pendolo) e i sistemi di dissipazione (damper, shock absorber, ecc.). Insieme al banco di prova dell'Università di San Diego in California, e ad altri pochi esistenti nel mondo, l'ASD di EUROLAB è capace di applicare azioni dinamiche orizzontali secondo due direzioni mutuamente ortogonali, potendo così studiare più realisticamente il comportamento degli isolatori in condizioni sismiche;
2. un simulatore sismico per la sperimentazione su modelli fisici in scala in ambito geotecnico, per lo studio dei fenomeni di amplificazione locale, di interazione terreno-struttura e del comportamento in condizioni sismiche di opere e sistemi geotecnici;
3. una trincea di prova per le prove a fatica sui cavi e gli stralli impiegati nei sistemi di sospensione dei ponti di grande luce. Il sistema consente di effettuare prove a rottura e prove a fatica su componenti di grandi dimensioni (cavi fino a 109 trefoli). La lunghezza totale della trincea in cemento armato è di circa 31 m, con un vano di alloggiamento che consente di provare cavi con lunghezza fino a 22 m. Le caratteristiche relative alle dimensioni unite a quelle relative all'entità delle forze applicate (31 MN di

forza statica, 3.3 MN di forza dinamica e 280 KN di forza trasversale) rendono la macchina unica in ambito europeo.

Il laboratorio presenta, al piano terra, un ambiente dedicato alle tre apparecchiature ed una sala che ospita la centrale oleodinamica. Al primo piano sono presenti uffici, sala riunioni ed una Control Room.

3.1.1 Control Room

La Control Room è stata predisposta per supervisionare e controllare le operazioni necessarie per eseguire i diversi tipi di prove realizzabili presso l'EUROLAB-CERISI.

Questa sala è dotata di un quadro di comando, che permette di controllare il sistema idraulico e di un computer per il controllo ed il funzionamento delle apparecchiature, nonché, la registrazione e la visione dei risultati delle prove. La sala si affaccia sul laboratorio che ospita le attrezzature al piano terra, al quale è collegata sia tramite accesso esterno per non interferire con l'esecuzione delle prove, sia tramite scala di servizio al fine di garantire immediata accessibilità agli operatori in caso di necessità. In particolare, nel caso dei test geotecnici, la control-room garantisce una perfetta visuale sul simulatore geotecnico-sismico.

Il software fornito da Bosh-Rexroth permette di gestire gli stadi di pressione richiesti e di monitorare il sistema di prova, nonché permette di acquisire, visualizzare e gestire i risultati delle prove eseguite.

La Figura 3.1 mostra la pagina principale del software che riporta principalmente, dall'alto verso il basso, dai grafici relativi ai segnali di input e di controllo (spostamenti, pressioni ecc.) e gli output che l'utente desidera visualizzare.

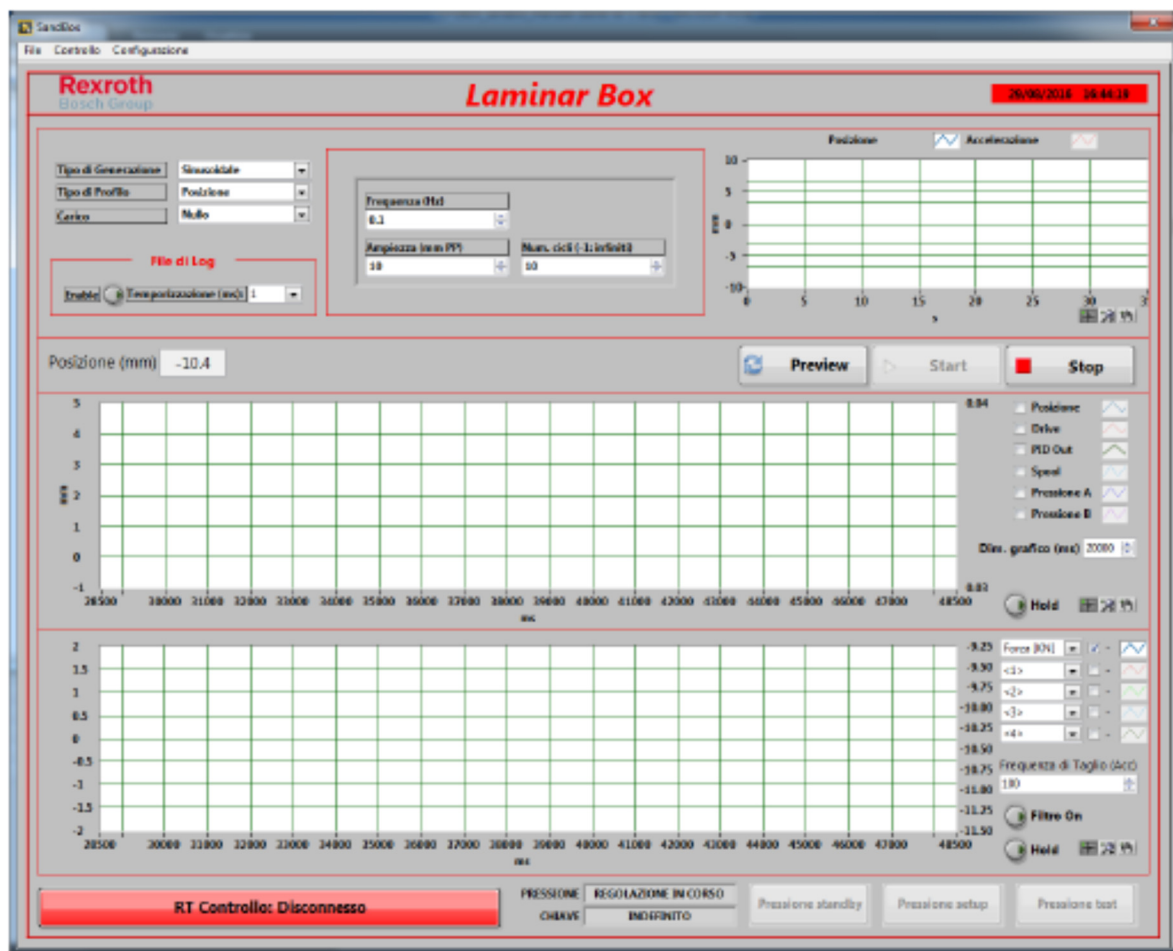


Figura 3.1 Pagina principale del software

Mediante il software è possibile inoltre:

- definire una misura orientativa del carico (Nullo, Basso, Medio, Alto) ai quali è possibile associare una configurazione del sistema;
- definire l'input in termini di senoide, sweep e storia temporale;
- abilitare o disabilitare il salvataggio dei dati di output;
- definire la frequenza di acquisizione dei dati;
- modificare la posizione iniziale della tavola vibrante attraverso il comando JOG, che riproduce una pulsantiera fisica, (che deve essere generalmente prossima alla posizione di quiete - 0 mm);

- definire gli Stadi di Pressione Standby, Setup e Test in relazione alle esigenze dell'operatore;
- gestire il sistema di controllo feedforward;
- impostare e definire un filtro passa-basso per i dati acquisiti;
- gestire i canali di acquisizione dati;
- visualizzare ed esportare i dati acquisiti.

3.1.2 Centrale oleodinamica

La centrale oleodinamica svolge come compito principale quello di rifornire il "manifold" degli impianti (blocco di comando pompe che, attraverso un sistema di valvole, permette di regolare la pressione del circuito), raffreddare (attraverso scambiatori di calore) e filtrare (mediante appositi filtri) il liquido oleodinamico utilizzato dagli impianti del laboratorio. L'intero impianto afferente alla centrale oleodinamica è collocato in un'apposita stanza di 164 m², accessibile da una sola porta che collega la stanza al locale delle apparecchiature.

Nello specifico, l'impianto è composto da:

1. un serbatoio per il fluido oleodinamico;
2. tre gruppi motopompe, che forniscono la potenza idraulica all'impianto del laboratorio;
3. un gruppo di ricircolo olio, che ha il compito di filtrare le impurità del fluido oleodinamico;
4. due scambiatori di calore, per il raffreddamento del fluido oleodinamico;
5. rubinetti selezionatori, per il re-indirizzamento del fluido oleodinamico;
6. un impianto di raffreddamento (Chiller);
7. un impianto di aspirazione fumi;
8. un gruppo pneumatico, posto a tergo dell'armadio elettrico;
9. un sistema U.P.S. (Uninterruptible Power Supply)

Il serbatoio del liquido oleodinamico è realizzato in acciaio al carbonio verniciato. Questo è suddiviso in due compartimenti, uno per le aspirazioni delle pompe e l'altro dedicato alle tubazioni di ritorno ed all'aspirazione del circuito di ricircolo. Il serbatoio è ispezionabile, grazie alla presenza di oblò (due per ogni compartimento), ed inoltre lo si può svuotare tramite due rubinetti.

Il serbatoio è dotato di sistemi di monitoraggio per avere contezza delle condizioni del fluido oleodinamico, gestire gli allarmi di sicurezza e l'impianto. Tra questi:

- strumento visivo per verificare il livello dell'olio;
- una soglia di preallarme di livello minimo;
- un allarme di temperatura massima.

Posizionate davanti al serbatoio, e ad esso ortogonali, vi sono le tre motopompe, installate su un telaio in acciaio al carbonio verniciato dotato di supporti antivibranti al fine di ridurre vibrazioni e rumore. Le motopompe forniscono la necessaria pressione idraulica all'impianto. Per ogni pompa è predisposto un filtro in mandata. La portata massima che le tre pompe possono erogare è di 1218 l/min.

Le pompe sono dotate di valvola proporzionale che permette di definire un triplice stadio di pressione:

- OFF: pressione di stand-by di 20 bar;
- SETUP: pressione di 40 bar;
- TEST: pressione regolabile tra 40 e 305 bar;

Questi tre livelli di pressione saranno quelli utilizzati in tutte le fasi di preparazione ed esecuzione delle prove mediante il simulatore geotecnico-sismico.

Il gruppo di ricircolo è costituito da pompe con relativo filtro al fine di filtrare le impurità ed i detriti del liquido oleodinamico in ingresso. Il liquido refrigerato viene dunque filtrato e successivamente immesso nel circuito tramite le motopompe.

Il sistema è dotato di due scambiatori di calore che permettono di raffreddare il fluido oleodinamico in uscita dagli impianti. Un refrigeratore (Green Box) fornisce acqua a bassa temperatura agli scambiatori, all'interno dei quali viene raffreddato il fluido. L'olio passa attraverso tubature al di fuori delle quali è presente l'acqua fredda.

I rubinetti sezionatori permettono di sezionare il serbatoio al fine di isolare le singole pompe per l'eventuale manutenzione.

L'impianto di aspirazione fumi entra in funzione quando il ricircolo del fluido oleodinamico entra in funzione e si disattiva in seguito al termine del ricircolo.

Il gruppo pneumatico alimenta la pressione interna al serbatoio (8 bar), mantenendola la pressione di lavoro interna al circuito.

Il gruppo statico di continuità o sistema U.P.S. (Uninterruptible Power Supply) è un sistema in grado di fornire energia elettrica senza interruzioni. Il sistema entra in funzione nel momento in cui si verifica un calo di corrente nell'impianto, impedendo così l'interruzione del ciclo di lavoro. Il sistema inoltre permette di filtrare un'ampia tipologia di disturbi che possono colpire la rete di alimentazione.

3.2 Il simulatore geotecnico-sismico

Il laboratorio EUROLAB-CERISI ospita un simulatore geotecnico-sismico per prove su sistemi geotecnici, costituito da una tavola vibrante, ad un grado di libertà, dotata di un contenitore di tipo ESB per eseguire test su modelli in media e grande scala soggetti ad azioni dinamiche. L'apparecchiatura è stata progettata e costruita da

Bosch-Rexroth al fine di poter realizzare modelli in terra con l'ausilio di un moderno sistema di deposizione.

Nell'EUROLAB-CERISI è presente, come specificato nel §3.1.1, una control-room per osservare e controllare le operazioni necessarie ai diversi tipi di prove che è possibile eseguire in laboratorio con le attrezzature disponibili. La sala garantisce una visuale sul simulatore geotecnico-sismico. Il computer di cui essa è munita è dotato di un software, ideato anch'esso da Bosch-Rexroth ed integrato alla struttura hardware del simulatore, per l'utilizzo dell'apparecchiatura.

Nelle Figure 3.2 e 3.3 sono mostrati degli schemi dell'apparecchiatura in esame con viste, rispettivamente, in prospetto ed vista dall'alto. Nello specifico, l'intera apparecchiatura consiste in:

1. una struttura di supporto;
2. una tavola vibrante ad un grado di libertà, dotata di un attuatore idraulico e di un sistema di controllo;
3. un contenitore di tipo ESB;
4. un sistema di deposizione per il terreno.

Il simulatore geotecnico-sismico è dotato, nel complesso, di due quadri elettrici (QCC2 e JB-SB), una pulsantiera per il controllo del sistema di deposizione (JOG) ed un armadio per il controllo e la movimentazione della tavola (RT). I quadri elettrici sono riferibili al sistema di deposizione ed alla tavola vibrante, entrambi dotati di pannello operatore, pulsante di emergenza e spia di tensione. Il JOG, utile per la movimentazione verticale ed orizzontale del sistema di deposizione, è dotato di pulsante di emergenza e selettori per gli spostamenti. L'armadio RT consente, attraverso l'hardware in esso contenuto, il comando ed il controllo dell'attuatore per la movimentazione della tavola.

I dispositivi di sicurezza di cui è dotata l'apparecchiatura sono:

- pulsanti di emergenza, quattro in totale. Uno, per la movimentazione della tramoggia, è sito sul quadro elettrico del sistema di deposizione; il secondo, per l'arresto della distribuzione idraulica, è posto sul quadro elettrico del simulatore ed il terzo è posto sul Jog. Il quarto è posto sul pannello di controllo della Control Room, e consente, inoltre, l'arresto della centrale idraulica.
- segnalatore visivo acustico, posto sopra l'armadio elettrico del simulatore. Questo presenta una colonnina luminosa con 3 diversi settori (rosso, arancione, verde) ed un segnalatore acustico. Il rosso lampeggiante con indicatore acustico indica uno stato di allarme, il rosso fisso indica l'arresto generale dell'impianto. Il colore arancione fisso indica uno stato di allerta, mentre il colore verde fisso indica che l'impianto è pronto per passare alle condizioni di TEST
- sensori di posizioni, utilizzati per il sistema di deposizione. Indicano la posizione, ed il fine corsa, della tramoggia sia in direzione verticale che orizzontale.

L'attrezzatura è collocata al piano terra dell'EUROLAB-CERISI, a tergo di una parete di contrasto, ed è servito dal carroponte utile durante la preparazione delle prove. A corredo del simulatore, il laboratorio, è dotato della strumentazione di misura necessaria ad eseguire test su modelli geotecnici in scala, che consiste essenzialmente di accelerometri, trasduttori di spostamento, celle di carico corredati da una centralina in grado di acquisire dati in condizioni dinamiche. Nel presente capitolo verranno descritti, in dettaglio, i singoli componenti dell'apparecchiatura.

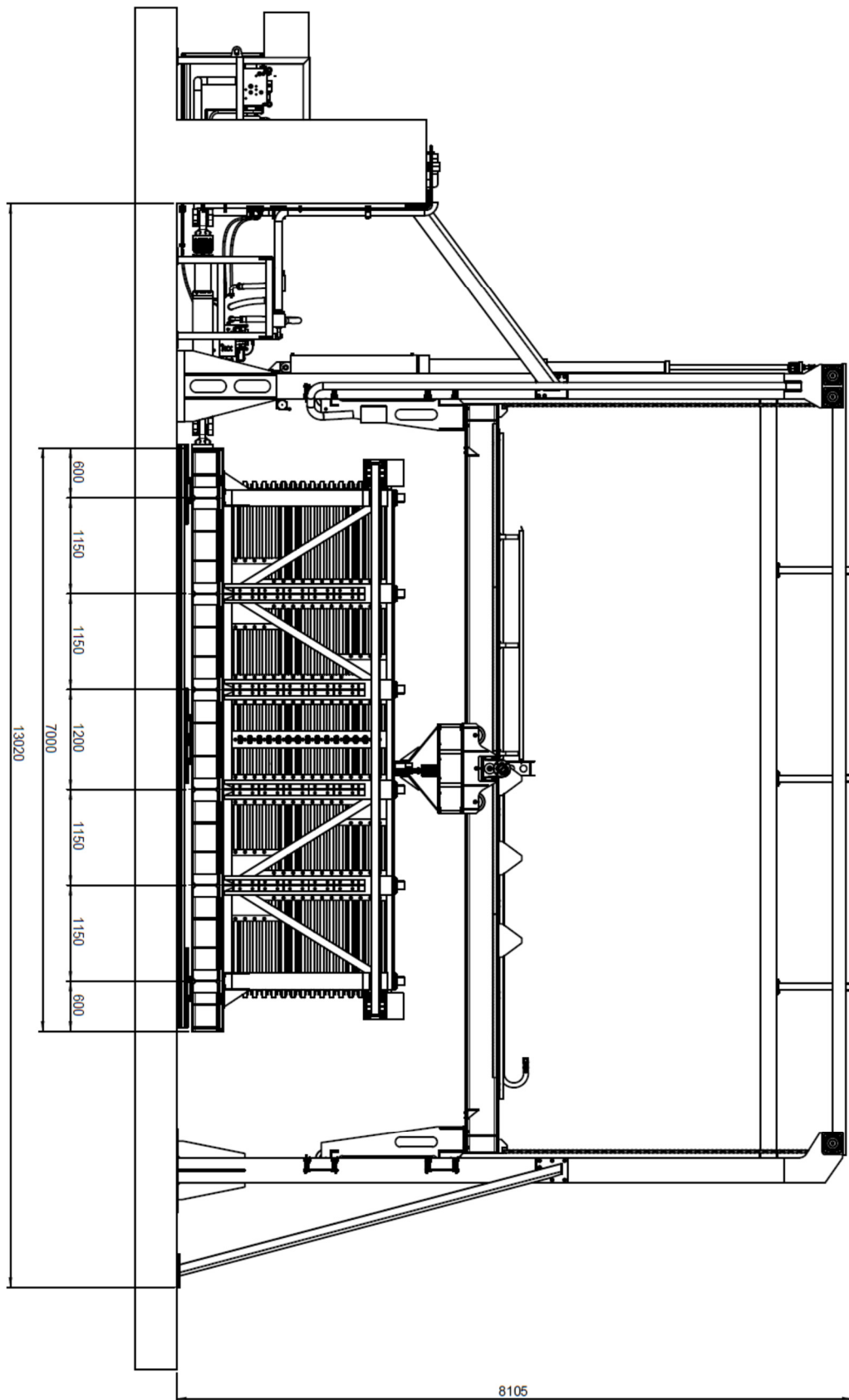


Figura 3.2 Vista prospettica del simulatore dell'EUROLAB-CERISI (misure in mm)

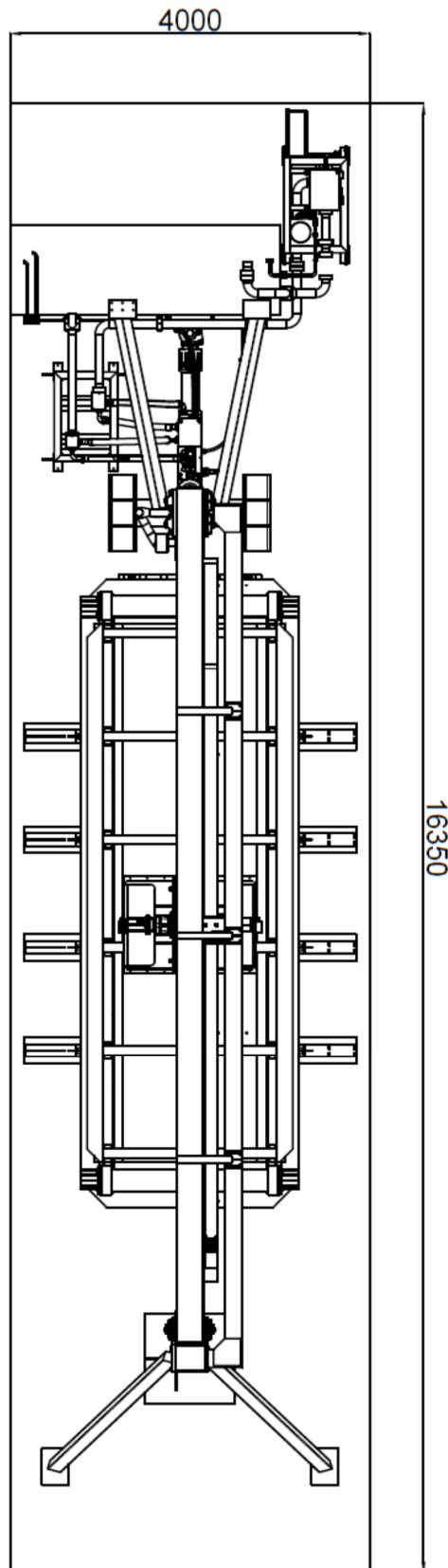


Figura 3.3 Vista dall'alto del simulatore dell'EUROLAB-CERISI (misure in mm)

3.2.1 Struttura di supporto

L'intera apparecchiatura è costituita da un telaio in metallo composto da due colonne (2) ed una trave in acciaio (3), quest'ultimo utilizzato per permettere alla tramoggia di scorrere. Il sistema a sostegno del macchinario è ulteriormente rinforzato con puntoni (1) fissati in parte a muro o al pavimento (Fig. 3.4).

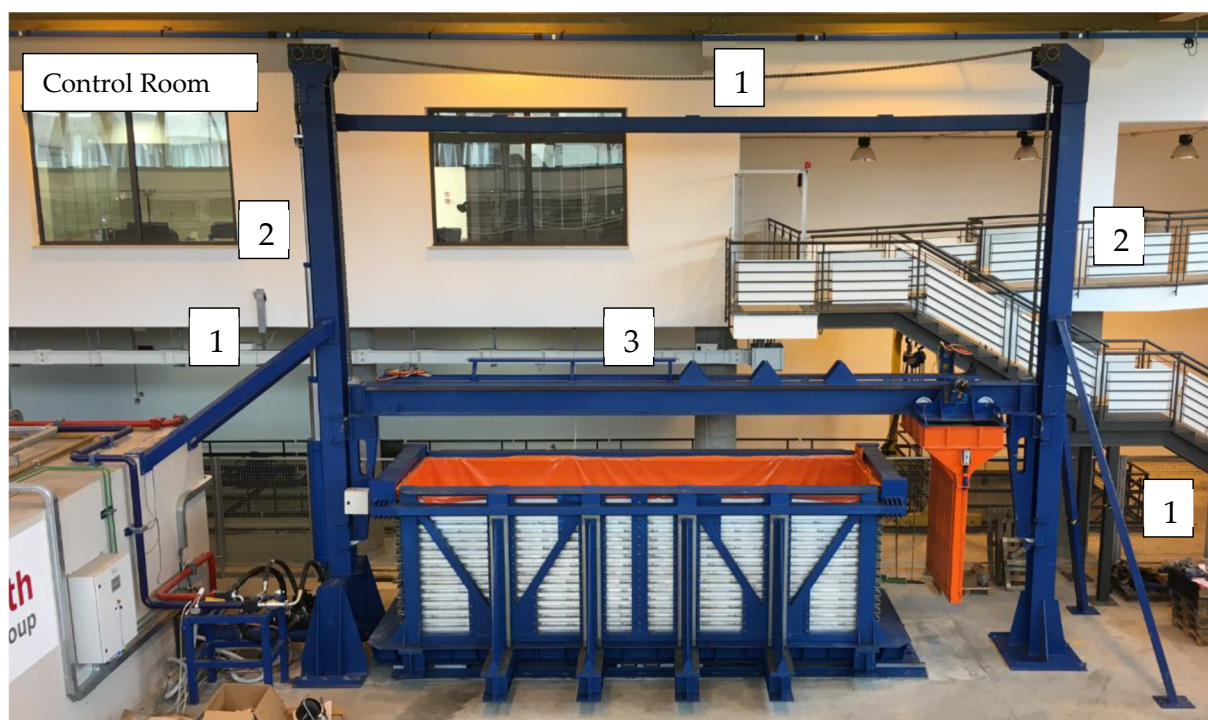


Figura 3.4 Il simulatore geotecnico-sismico dell' EUROLAB-CERISI

3.2.2 Tavola vibrante

La tavola vibrante è composta da una piattaforma larga 1.5 m e lunga 7 m, costituita da un graticcio di travi d'acciaio sul quale è posto un piano di lamiera. Su di essa è connesso il contenitore ESB. Al graticcio sono vincolati sei pattini a basso attrito lungo la direzione longitudinale (spostamenti monodirezionali), tramite i quali essa scorre su binari dotati di apposite guide ancorato al pavimento. Il sistema di guide e pattini garantisce un movimento orizzontale quasi senza attrito e senza spostamenti verticali (Figura3.5-3.6).

Il moto è impresso alla tavola nella direzione longitudinale da un servomotoridraulico in grado di imprimere alla tavola spostamenti orizzontali. L'attuatore è in grado di movimentare un carico massimo di 32 tonnellate e consente di applicare uno spostamento massimo di ± 255 mm (Fig. 3.7).

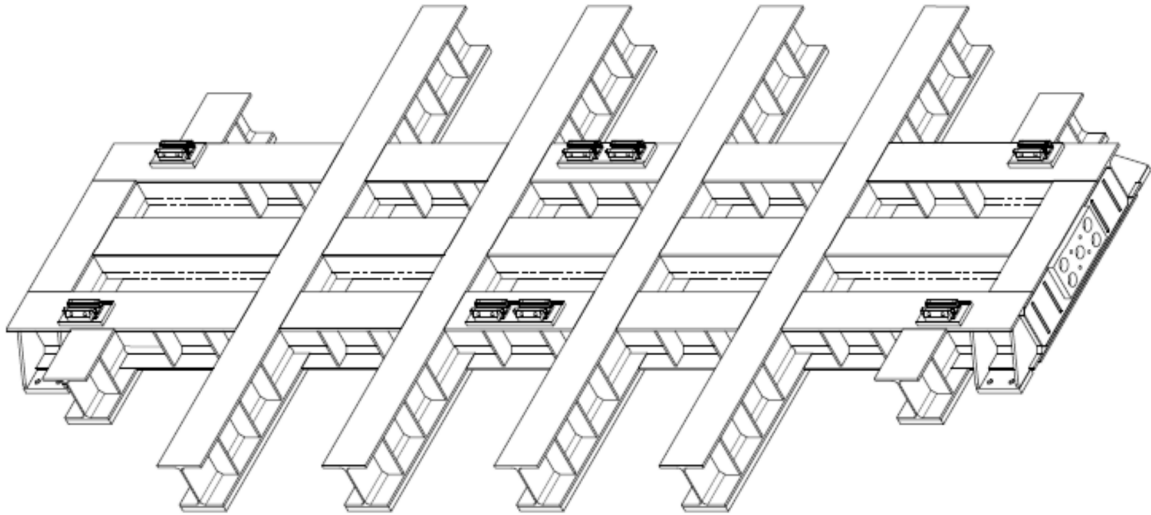


Figura 3.5 Vista del telaio base della tavola (dal basso)

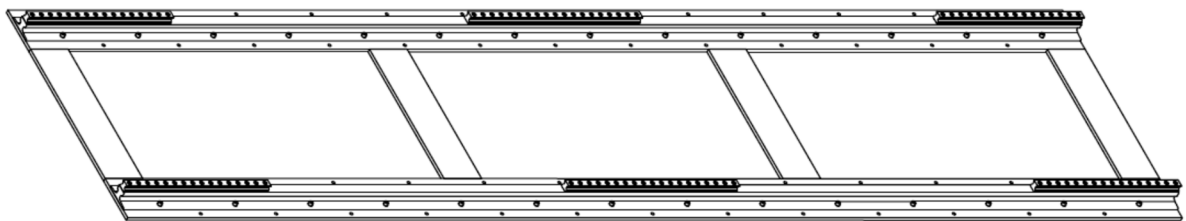


Figura 3.6 Vista del binario con guide unidirezionali

L'attuatore, oltre ad essere connesso alla tavola vibrante, è collegato alla parete di contrasto in calcestruzzo armato. La potenza idraulica per l'attuatore è fornita da tre pompe idrauliche in grado di erogare 1200 litri/min ad una pressione di esercizio di 300 bar. La Figura 3.7 mostra la fase di connessione della tavola con contenitore al binario. La Figura 3.8 mostra l'attuatore servo-idraulico connesso alla tavola. La tavola

vibrante, nel suo complesso, riesce a raggiungere accelerazioni massime di 1g con un carico di 300 kN. In Figura 3.9 è mostrata la curva di capacità che illustra le prestazioni dell'attrezzatura in termini di accelerazione al variare della frequenza dell'input, a carico massimo.



Figura 3.7 Fase di connessione della tavola con contenitore al binario

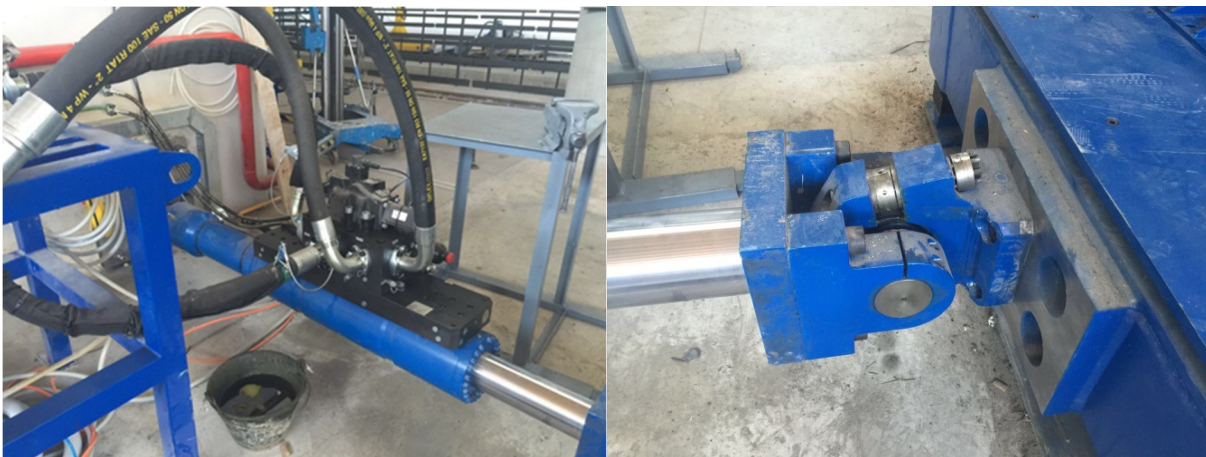


Figura 3.8 L'attuatore servo-idraulico collegato alla tavola vibrante

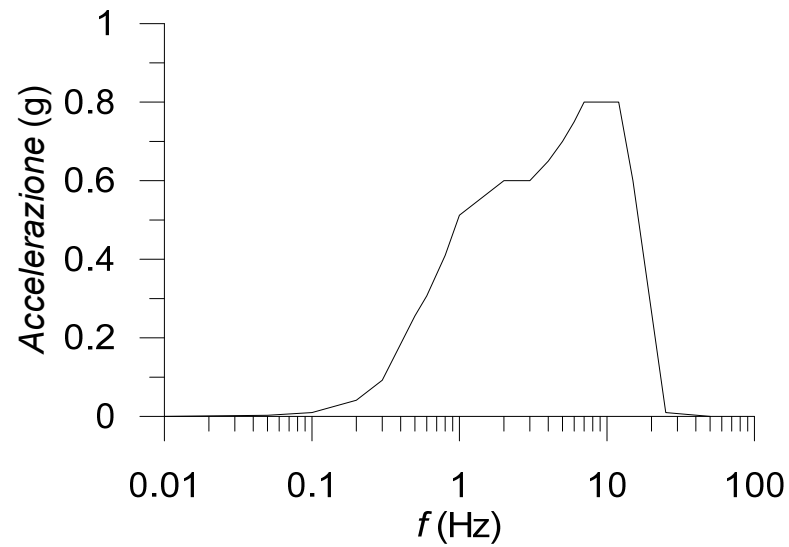


Figura 3.9 Capacità in accelerazione della tavola vibrante al variare della frequenza dell'input

In Tabella 3.1 sono riassunte le caratteristiche della tavola vibrante dell'EUROLAB-CERISI dell'Università degli studi di Messina.

Proprietà	Value
Dimensioni	1.5 m x 7 m
g.d.l.	1
P_{\max}	32 t
Frequenza operativa	0-50 Hz
Alimentazione idraulica	1200 l/min
Pompe idrauliche	3 pompe – 200 kW

Tabella 3.1 Caratteristiche generali della tavola vibrante dell'EUROLAB-CERISI

3.2.3 Sistema di controllo

Una dei requisiti di una tavola vibrante è, senz'altro, quello di poter riprodurre un particolare input dinamico. Al fine di poter valutare e apprezzare la qualità delle prestazioni dell'apparecchiatura è necessario sottolineare come queste siano fortemente dipendenti dall'entità dei carichi in gioco; a tal proposito, risulta dunque doveroso sottolineare le notevoli dimensioni delle tavole vibranti con attuatore servo-idraulico, come quella presente presso l'EUROLAB-CERISI, per le quali risulta più oneroso raggiungere prestazioni soddisfacenti avendo la possibilità di movimentare carichi considerevoli. Questo tipo di apparecchiature sono progettate per sottoporre modelli geotecnici di grandi dimensioni, quindi di grande massa, a carichi sismici estremi. L'onerosità degli spostamenti, che deve essere riprodotta dalla tavola vibrante, e la dimensione del modello all'interno del contenitore, richiedono l'implementazione di un sistema di controllo estremamente efficace, al fine di garantire che l'apparato riproduca un determinato input.

Il sistema di controllo servo-idraulico dell'apparecchiatura presentata funziona in modalità controllo di spostamento. Al fine di ottimizzare le prestazioni dell'apparecchiatura viene utilizzato un sistema di controllo feedback loop (in retroazione) per lo spostamento, così da controllare il movimento della tavola; è dunque garantita una forza stabilizzante, fornita dal sistema di controllo in retroazione, che consente di smorzare la risonanza della colonna di olio. Lo scopo del sistema di controllo di una tavola vibrante è quello di garantire la fedele riproduzione di una storia temporale che si desidera applicare al modello. Tale controllo è di difficile conseguimento a causa delle non linearità nei sistemi servo-idraulici. È inoltre opportuno sottolineare come per un sistema dotato di un grande contenitore flessibile per il terreno, come l'ESB container dell'EUROLAB-CERISI, l'interazione tra il modello e l'apparecchiatura stessa può essere più problematica non solo a causa della grande

massa del modello, che è più grande della massa della stessa tavola vibrante, ma anche a causa del fatto che il modello in terra può subire cambiamenti di comportamento durante la prova. Generalmente, nelle prove su tavola vibrante le storie temporali utilizzate come input di accelerazione a cui sottoporre il sistema, sono solitamente segnali broadband (a banda larga). Di conseguenza, considerato che l'apparecchiatura disponibile presso l'EUROLAB-CERISI è a controllo di spostamento, si è migliorata la strategia di controllo dell'apparecchiatura mediante l'utilizzo di un controllo in feedforward dei segnali della tavola vibrante (in anello aperto), aggiuntivo, al fine di aumentare la fedeltà nella riproduzione dell'accelerazione indotte sul modello. Tale tipo di controllo si somma al sistema di controllo feedback loop per lo spostamento così da migliorare ulteriormente le prestazioni del sistema.

Attraverso il sistema in anello aperto viene applicata una funzione di trasferimento (FDT) tra i segnali di input e la storia di spostamento inviata all'attuatore (Setpoint). Tale FDT sfasa, amplifica o attenua il segnale prima di essere inviato come Setpoint al sistema di controllo di posizione. In questo modo è possibile compensare le risonanze/anti-risonanze del sistema completo attuatore-tavola-contenitore. Il processo che porta all'identificazione dei parametri della FDT non è univoco, ad oggi Bosch-Rexroth ha fornito i parametri di una FDT calibrati analizzando i risultati di numerose prove recentemente eseguite a contenitore pieno.

La differenza sostanziale, tra i due sistemi di controllo sopra citati, risiede nel fatto che il sistema di controllo feedback (in retroazione) tiene conto dei risultati misurati della grandezza da controllare per modificare le caratteristiche del sistema stesso, mentre il sistema feedforward (in anello aperto) agisce imponendo variazioni sulla base delle caratteristiche note del sistema e su un'eventuale misura dei disturbi agenti su esso. (Fig 3.9).

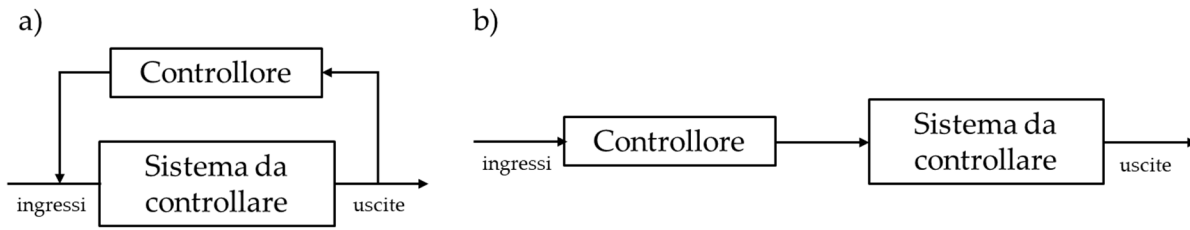


Figura 3.10 Schema a blocchi di un controllo feedback (a) ed un controllo feedforward (b)

3.2.4 Contenitore ESB

Un contenitore ESB è connesso alla tavola vibrante descritta nel §3.2.2. Il contenitore ha forma rettangolare, con lunghezza interna di $L = 6$ m, larghezza $W = 1.5$ m ed altezza $H = 2$ m (Tab. 2.1). Il contenitore (Fig 3.11) è composto da 18 anelli di alluminio a sezione rettangolare cava, i quali sono impilati (shear-stack) alternando elementi di gomma in EPDM (etilene-propilene diene monomero) (Fig.3.11b), lungo il lato corto del contenitore, e strati di polizene nel lato lungo. Gli elementi in gomma sono utili a dare adeguata deformabilità al contenitore nella direzione longitudinale (la direzione del moto). Il contenitore è vincolato, trasversalmente, da un sistema di cuscinetti a rulli in acciaio (Fig.3.11c) e da un telaio in acciaio rigido (Fig. 3.12) per fornire un'adeguata rigidità contro le deformazioni laterali e limitare il movimento nella sola direzione longitudinale, impedendo il movimento torsionale indesiderato del contenitore durante l'agitazione. La larghezza del contenitore (1.5 m) è stata scelta in relazione a studi relativi effetti al bordo che suggeriscono di mantenere il rapporto L/H superiore a 3-4 (Fishman, et al., 1995).

Gli anelli, ed il loro sistema di supporto, forniscono il confinamento laterale del terreno per riprodurre nel modello la condizione di deformazione piana (condizioni K_0), mentre gli strati di gomma in EPDM ed i fogli di polizene consentono al contenitore di deformarsi sotto l'azione orizzontale con sole deformazioni di taglio nella direzione parallela al moto, anche grazie alla presenza di un telaio di rinforzo che

minimizza le deformazioni trasversali (Fig.3.12). Nel complesso viene ricreata, il più possibile, una condizione di *plane strain*.

Il contenitore è stato dunque realizzato per avere adeguate caratteristiche di deformabilità, un'esigenza imposta dalla necessità di replicare nel modello gli effetti della propagazione delle onde sismiche in condizioni di campo libero, la quale può essere rappresentata dallo schema di una trave soggetta a taglio. Tale condizione di taglio puro risulterebbe impedita dalla presenza di contorni rigidi ed è, invece, con buona approssimazione garantita dalla deformabilità a taglio del contenitore ESB.

La Figura 3.11a mostra una fotografia ripresa durante una prova di calibrazione del simulatore dell'EUROLAB-CERISI, nella quale è evidente che la deformazione del contenitore replica il comportamento teorico atteso.

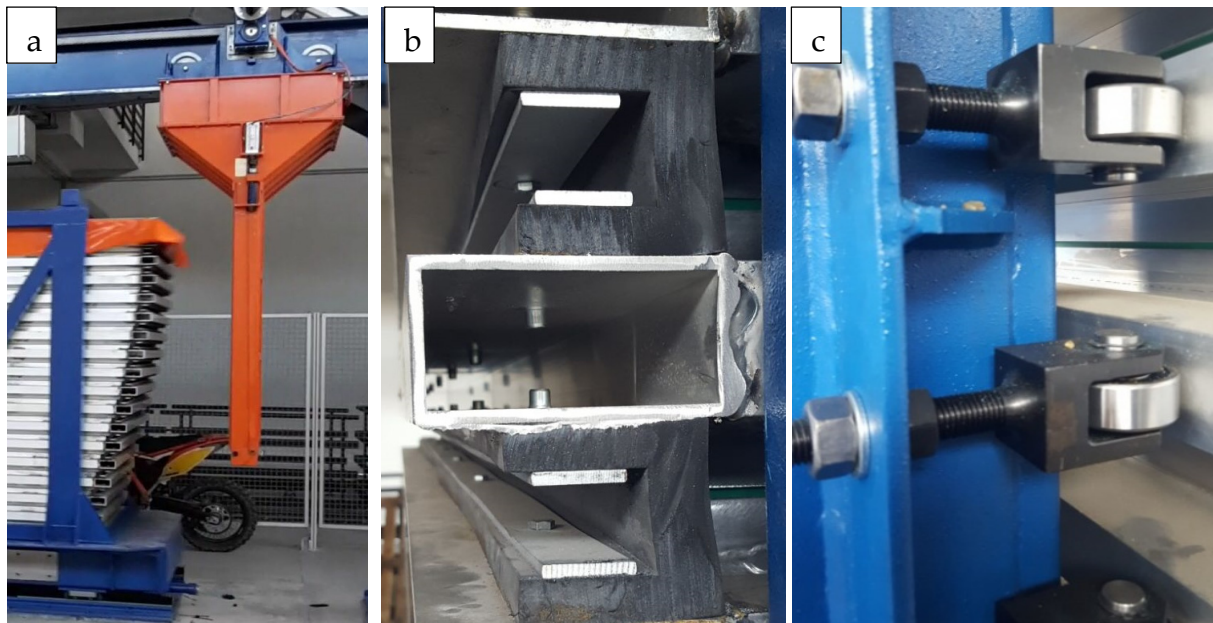


Figura 3.11 a) Deformazione del contenitore dell'EUROLAB-CERISI; Dettagli del contenitore: b) Anelli a sezione cava in alluminio ed elementi in gomma; c) Cuscinetti a rulli in acciaio.

Per la realizzazione degli anelli si è adottata una lega di alluminio poiché caratterizzata da buona resistenza e rigidità, per garantire bordi rigidi, e da peso ridotto per ridurre al minimo l'effetto dell'inerzia del contenitore sui movimenti del

terreno. Il fondo del contenitore è coperto con un foglio di carta abrasiva per facilitare la trasmissione delle onde di taglio; le pareti terminali interne sono trattate in modo simile per consentire la generazione di sollecitazioni di taglio complementari.

Le pareti laterali interne sono ricoperte da due strati lubrificati con nitruro di boro esagonale. Questo consente di ridurre al minimo l'attrito tra il lato interno delle pareti laterali ed il campione di terreno.



Figura 3.12 Telaio di rinforzo trasversale

La Figura 3.12 mostra un dettaglio della parte longitudinale (lato corto) del contenitore ESB; è possibile notare che questa sia caratterizzata dall'alternarsi di elementi in alluminio ed elementi in elastomero.

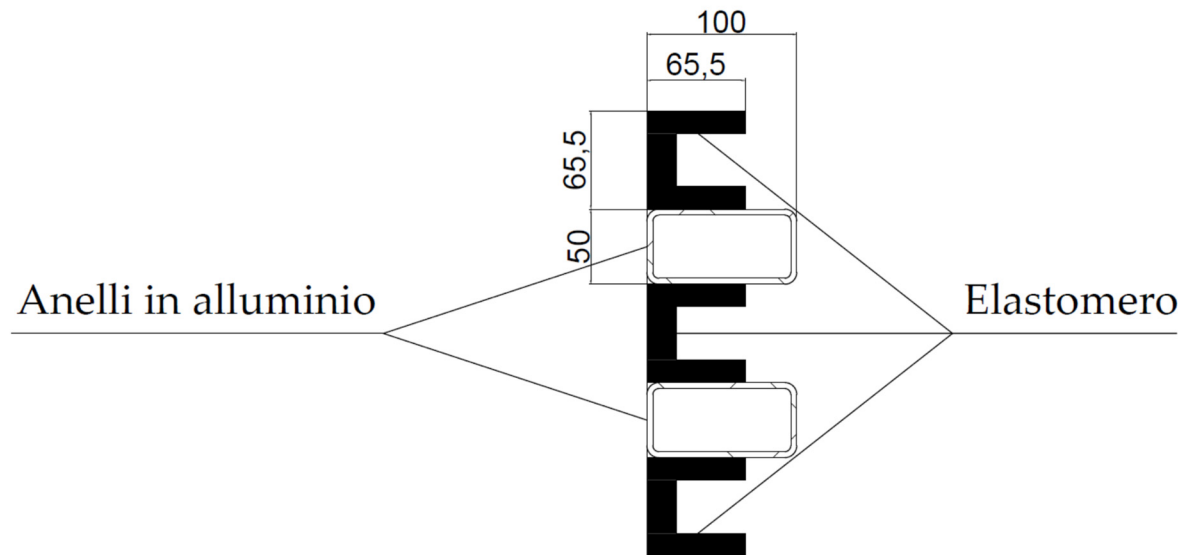


Figura 3.13 Dettaglio sezione parte laterale del contenitore ESB (misure in mm)

3.2.5 Sistema di deposizione

Durante le prove geotecniche su modelli in scala è opportuno creare modelli caratterizzati da un valore noto, e definito in fase di progettazione della prova, della densità relativa (D_R) del terreno, che ne influenza la resistenza, la rigidezza e dunque la risposta meccanica. Questa esigenza ha fatto sì che si sviluppassero studi e sistemi per la deposizione del terreno, tra tutti, il sistema di deposizione pluviale. Il primo sistema di questo tipo fu sviluppato all'Imperial College di Londra per poi diffondersi nei laboratori di tutto il mondo (Oliveira et al., 2012). In generale, è possibile suddividere i sistemi di deposizione per pluviazione in due categorie:

1. sistemi stazionari
2. sistemi viaggianti

Nei primi il terreno viene depositato facendolo fuoriuscire da una tramoggia mediante fori o ugelli; al variare della dimensione delle aperture, mediante setacci, variano gli effetti della deposizione sulla densità relativa ottenuta.

Nei sistemi viaggianti, invece, i grani di terreno escono dall'apertura di una tramoggia in grado di muoversi sull'area di deposizione.

Gli svantaggi dei sistemi stazionari sono dovuti alla segregazione delle particelle nel piano orizzontale. La densità relativa che si ottiene dipende dall'intensità di deposizione, quindi dalla quantità di materiale che fuoriesce dai fori nell'unità di tempo. Inoltre, risulta difficile interrompere la deposizione per favorire, ad esempio, il posizionamento della strumentazione.

Nei sistemi viaggianti si hanno problemi relativi la stratificazione del modello e la non uniformità ai bordi. Però si osserva, nel complesso, un'adeguata uniformità della densità relativa ottenuta, ed il fenomeno di segregazione è trascurabile nelle direzioni verticale ed orizzontale. Per questo, generalmente, si preferisce ricorrere a sistemi viaggianti, soprattutto per modelli medio-grandi (Fretti et al., 1995).

Studi sulla deposizione per pluviazione sono stati condotti negli anni e ampiamente documentati dalla letteratura in materia. Tra gli studi più rilevanti si evidenziano gli studi di Passalacqua che descrivono le caratteristiche e ne comprovano il funzionamento, di un sistema di deposizione per la realizzazione grandi modelli in sabbia (fino a $2.5 \times 1.6 \times 1.7 \text{ m}^3$). Nel dettaglio l'apparecchiatura consiste in una tramoggia, movimentata da un motore elettrico, con apertura predeterminata ed un meccanismo per mantenere costante l'altezza di caduta; inoltre un alimentatore garantisce un flusso costante di sabbia (Passalacqua, 1991). Uno studio su un sistema di deposizione viaggiante è stato condotto anche da Lo Presti, il quale descrive un sistema di piccole dimensioni dotato di una tramoggia stazionaria e di un piatto forato

in acciaio (che può avere diverse dimensioni del foro) capace di muoversi avanti ed indietro tramite un motore elettrico, che permette inoltre di variare la velocità di deposizione (Lo Presti et al., 1993). Un sistema di deposizione denominato PTP (Portable Traveling Plviator) è stato realizzato utilizzando una tramoggia fissa collegata ad un tubo rigido tramite uno flessibile, di lunghezza variabile in relazione all'altezza di caduta desiderata, che permette il movimento manuale dell'elemento rigido al fine di realizzare il modello (Dave & Dasaka, 2012). Inoltre, sono presenti in letteratura confronti tra sistemi di deposizione pluviale differenti, al fine di meglio comprendere l'influenza delle variabili in gioco (Tabaroei et al., 2017). Gli studi hanno analizzato diversi fattori che influenzano il processo di deposizione pluviale della sabbia. In particolare, le variabili che entrano in gioco per definire un valore di densità relativa, ottenibile mediante un sistema di deposizione per pluviazione viaggiante, sono:

1. altezza di caduta (H_F), rappresenta la distanza tra l'apertura della tramoggia ed il fondo del contenitore o la sommità del deposito di terreno già depositato.
2. dimensione dell'apertura (W_H), rappresenta la dimensione dell'apertura della tramoggia.
3. velocità (V_H), rappresenta la velocità con cui viaggia la tramoggia sull'area interessata dalla deposizione del terreno.

Presso l'EUROLAB-CERISI, il sistema di deposizione di cui è dotato il simulatore geotecnico-sismico è un sistema viaggiante opportunamente progettato per realizzare campioni di terreno all'interno del contenitore ESB. Il sistema è costituito da una tramoggia, con un volume interno di 1.5 m³, sospesa alla trave della struttura di supporto (§3.2.1). La tramoggia può spostarsi avanti e indietro sopra il contenitore a velocità costante (V_H) variabile tra 1-16.6 cm/s; questa è movimentata da un

motoriduttore, situato sopra di essa, che garantisce lo spostamento su una cremagliera. La direzione del movimento viene automaticamente invertita all'interno di condizioni limite specifiche, misurate dai sensori di prossimità.

È possibile inoltre variare l'accelerazione della tramoggia nelle fasi di accelerazione e decelerazione della stessa. Il terreno fuoriesce da un'apertura rettangolare posta nel fondo della tramoggia, di larghezza (W_H) variabile tra 1 mm e 15 mm. L'apertura e la chiusura dell'apertura della tramoggia è garantita da un attuatore, installato su un lato della tramoggia, che agisce sulla leva per l'apertura del fondo; questa è assicurata da una molla di ritorno posta sotto l'attuatore. Il sistema è controllato tramite azionamento elettrico, che consente di interrompere e far ripartire facilmente la deposizione del terreno. La trave cui è vincolata la tramoggia, può spostarsi in direzione verticale facendo così variare l'altezza di caduta (H_F) in un intervallo che varia tra 30 e 3000 mm dal fondo del contenitore. La movimentazione verticale della trave è garantita da un cilindro idraulico.

La capacità, del sistema di deposizione descritto, di controllare la velocità della tramoggia (V_H), la larghezza di apertura (W_H) e l'altezza di caduta (H_F), consente di ottenere un elevato grado di uniformità spaziale sia in termini di densità relativa che di distribuzione granulometrica del modello di terreno all'interno del contenitore. Variando queste tre quantità è possibile ottenere diversi valori di densità relativa. La Figura 3.14 mostra il sistema di deposizione durante una tipica fase di deposizione.



Figura 3.14 Il sistema di deposizione dell'EUROLAB-CERISI in una tipica fase di deposizione

CAPITOLO 4

4 CARATTERIZZAZIONE DEL TERRENO

Il terreno attualmente disponibile presso il laboratorio EUROLAB-CERISI è stato caratterizzato mediante prove di laboratorio eseguite su provini ricostituiti a diversi valori della densità relativa.

Nel presente capitolo si affronterà, in particolare, la caratterizzazione fisica e meccanica del terreno presente presso il laboratorio, utilizzato durante le prove eseguite con il simulatore geotecnico-sismico.

Per avere un'adeguata conoscenza del materiale contenuto all'interno del simulatore sono state effettuate le seguenti prove di laboratorio, i cui risultati verranno illustrati nel presente paragrafo:

- analisi granulometrica
- determinazione del peso specifico dei grani
- determinazione della densità minima e massima
- prova di colonna risonante
- prova di taglio torsionale

In particolare, le ultime due prove sono state eseguite al fine di conoscere il comportamento dinamico del terreno in esame, il quale può essere utilizzato per esaminare i risultati relativi ai modelli in terra realizzati presso il laboratorio

EUROLAB-CERISI. Queste prove vengono generalmente eseguite per studiare la risposta, in termini di stato tensionale e deformativo, dei terreni sottoposti a carichi dinamici e ciclici, i quali simulano le condizioni che si verificano *in situ* su volumi di terreno più ampi. In generale, con le prove dinamiche vengono determinati i seguenti parametri:

- i valori iniziali (a bassi livelli deformativi) del modulo di taglio G_0 e del rapporto di smorzamento D_0 ;
- le leggi di variazione di $G(\gamma)$ e $D(\gamma)$ in funzione dell'ampiezza della deformazione di taglio γ ;
- le leggi di variazione di $G(\gamma, N)$ e $D(\gamma, N)$ in funzione del numero di cicli N ;
- la legge di variazione della pressione interstiziale $u(\gamma, N)$ in funzione dell'ampiezza della deformazione di taglio γ e del numero di cicli N .

Per quanto riguarda le procedure per l'esecuzione delle prove si fa riferimento alle raccomandazioni tecniche: British Standards, American Standards for Testing and Materials (ASTM) e, in Italia, alle Raccomandazioni dell'AGI (Associazione Geotecnica Italiana, 1994).

Al termine della campagna sperimentale in esame è stato possibile interpretare i risultati ottenuti così da caratterizzare il materiale dal punto di vista fisico e meccanico, al variare del suo stato di addensamento; mediante prove dinamiche cicliche, inoltre, si è osservata l'influenza dello stato di addensamento e della pressione efficace di consolidazione sul modulo di taglio e sul rapporto di smorzamento.

4.1.2 Analisi granulometrica

Al fine di caratterizzare il terreno in uso nel presente elaborato si è proceduto ad eseguire, preliminarmente, un'analisi granulometrica.

Per ottenere risultati adeguatamente rappresentativi del campione di terreno in esame, in accordo con le prescrizioni vigenti, è stata considerata una quantità di materiale minimo in relazione al Diametro massimo (D_{max}), al peso minimo del campione (P_{min}), al fondo scala della bilancia (F_{sb}) ed alla sensibilità della bilancia (S_b) (Tab. 4.2). Per la scelta del numero e delle dimensioni dei setacci si fa riferimento alle Norme ASTM, per le quali la serie più utilizzata è quella costituita da 13 setacci, le cui aperture espresse in millimetri sono: 75.0 – 50.0 – 37.5 – 25.0 – 19.0 – 9.5 – 4.75 – 2.0 – 0.85 – 0.425 – 0.250 – 0.106 – 0.075.

D_{max} (mm)	P_{min} (g)	F_{sb} (kg)	S_b (g)
2.0	115	0.6 ± 4	0.01 ± 0.1
9.5	500	0.6 ± 4	0.01 ± 0.1
19.0	1000	0.6 ± 4	0.01 ± 0.1
25.4	2000	0.6 ± 4	0.01 ± 0.1
38.1	3000	0.6 ± 4	0.01 ± 0.1
50.8	4000	6	0.1
76.2	5000	6	0.1

Tabella 4.1 Prescrizioni per analisi granulometrica

Relativamente la preparazione dei campioni, è possibile svolgere questa operazione con metodologia ad umido o a secco. Generalmente si ricorre alla preparazione ad umido quando le particelle di maggiori dimensioni sono rivestite da particelle più fini. In presenza di sabbie pulite, come nel caso in esame, se la percentuale di passante al setaccio da 0.150 mm è inferiore al 5%-10%, la procedura ad umido non presenta particolari vantaggi ed è preferibile la più semplice procedura a secco.

Nel caso specifico, è stata utilizzata la procedura a secco in accordo con la Normativa ASTM D 421 (ASTM 421, 1985). In breve, si è previsto: l'essiccazione del campione di terreno a 110°C, valutandone il peso totale (m_1), si è separata la parte di frazione passante al setaccio di 2.0 mm dalla trattenuta, la quale è stata frantumata così da separare particelle aggregate. Successivamente, il trattenuto è stato lavato, essiccato (a 110°C) e pesato. Il peso ottenuto rappresenta quello della parte grossolana del campione (m_2) che viene sottoposto a setacciatura. Le frazioni passanti al setaccio da 2.0 mm vengono mescolate uniformemente ed eventualmente quartate, così da raggiungere un campione del peso minimo di 115 g. Si procede, dunque, con la setacciatura della parte fine.

La percentuale parziale di trattenuto ad ogni singolo setaccio, per diametri superiore a 2 m, viene ottenuta mediante l'equazione 4.1:

$$\frac{\text{peso trattenuto al singolo setaccio}}{m_1} \cdot 100 \quad (4.1)$$

La percentuale parziale di trattenuto per singolo setaccio, per quanto riguarda la parte fine è data dalla seguente relazione:

$$\frac{\text{peso trattenuto al singolo setaccio}}{m_1} \cdot \frac{(m_1 - m_2)}{m_3} \cdot 100 \quad (4.2)$$

Dove m_3 indica il peso del campione ottenuto per quartatura dal passante al setaccio da 2.0 mm.

In Figura 4.1 mostra il campione di terreno in condizioni di umidità naturale, il quale si presenta come una sabbia con ghiaia di colore grigio, con un buon assortimento granulometrico. Si è eseguita una granulometria di massima al fine di valutare il diametro massimo delle particelle, così da poter determinare la quantità minima di materiale da utilizzare per l'analisi granulometrica, come da prescrizioni normative mostrate in Tabella 4.3. Il diametro massimo individuato è risultato pari a

5 mm, per cui il quantitativo di materiale da utilizzare per l'analisi granulometrica è pari a 500 g. Il peso complessivo del materiale utilizzato per eseguire l'analisi granulometrica è risultato pari a 505.40 g.



Figura 4.1 Campione di terreno in condizioni di umidità naturale

Attraverso l'utilizzo di un setacciatore elettromagnetico si è proceduto alla setacciatura del campione così da determinare la curva granulometrica. La Figura 4.2 mostra il materiale in seguito all'operazione di setacciatura.

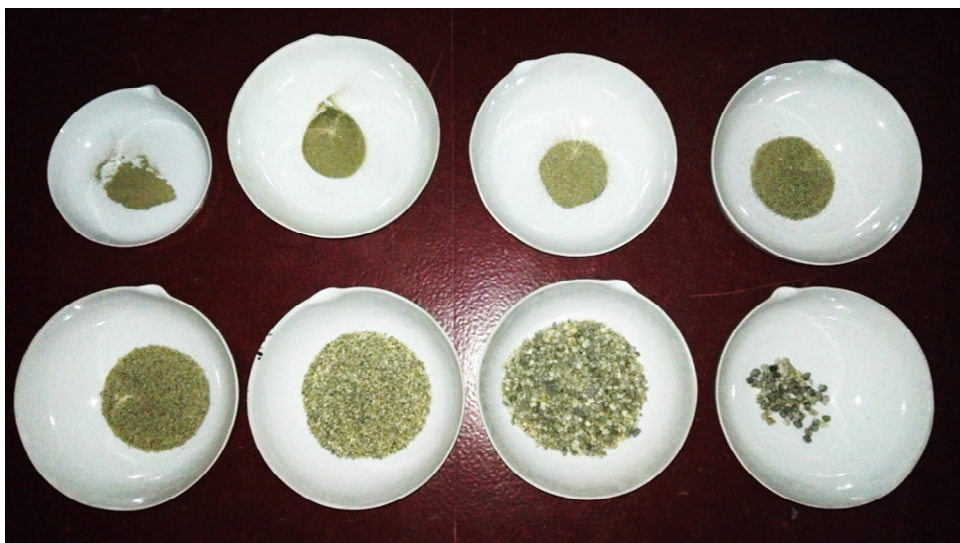


Figura 4.2 Materiale in seguito alla setacciatura

In seguito alla setacciatura sono stati valutati il peso del trattenuto per ogni setaccio (T_d), il trattenuto parziale ($T_d * R_2$), il trattenuto cumulato, il passante (P_d) e la perdita di materiale. I risultati sono mostrati nella Tabella 4.2.

La Figura 4.3 mostra il risultato dell'analisi mediante la rappresentazione della curva granulometrica ottenuta. Il terreno mostra una percentuale di sabbia pari al 51.11%, di ghiaia pari al 48.40% e tracce trascurabili di limo e argilla; può essere dunque classificato, in accordo con le raccomandazioni dell'AGI, come una sabbia con ghiaia. Conseguentemente, non si è reso necessario eseguire prove di sedimentazione per indagare la granulometria del materiale per diametri delle particelle inferiori a 0.075 mm (limo e argilla). La Figura 4.3 riporta inoltre le frazioni granulometriche e coefficiente di uniformità U_c pari a 5.18, che classifica il terreno come una sabbia con ghiaia ben gradata. La Tabella 4.3 riassume le frazioni granulometriche in termini percentuali.

Metodo	Setaccio	D(mm)	T_d (g)	$T_d * R_2$ (%)	(%)	P_d (%)	
Setacciatura	3/8"	9.5	0	0	0	100	
	4	4.75	17.35	3.4	3.4	96.6	
	10	2.00	227.28	45	48.4	51.6	
	20	0.85	160.36	31.8	80.2	19.8	
	40	0.425	55.09	10.9	91.1	8.9	
	60	0.25	23.02	4.6	95.7	4.3	
	100	0.15	13.15	2.6	98.3	1.7	
	200	0.075	5.67	1.1	99.4	0.6	
		< 0.075 mm		2.71			
		Somma pesi (g)		504.63			
	Perdita (g)		0.77				

Tabella 4.2 Risultati analisi granulometrica relativi al campione

Frazioni granulometriche (%)	
Ghiaia	48.40
Sabbia	51.11
Fine	0.49

Tabella 4.3 Frazioni granulometriche relative al campione

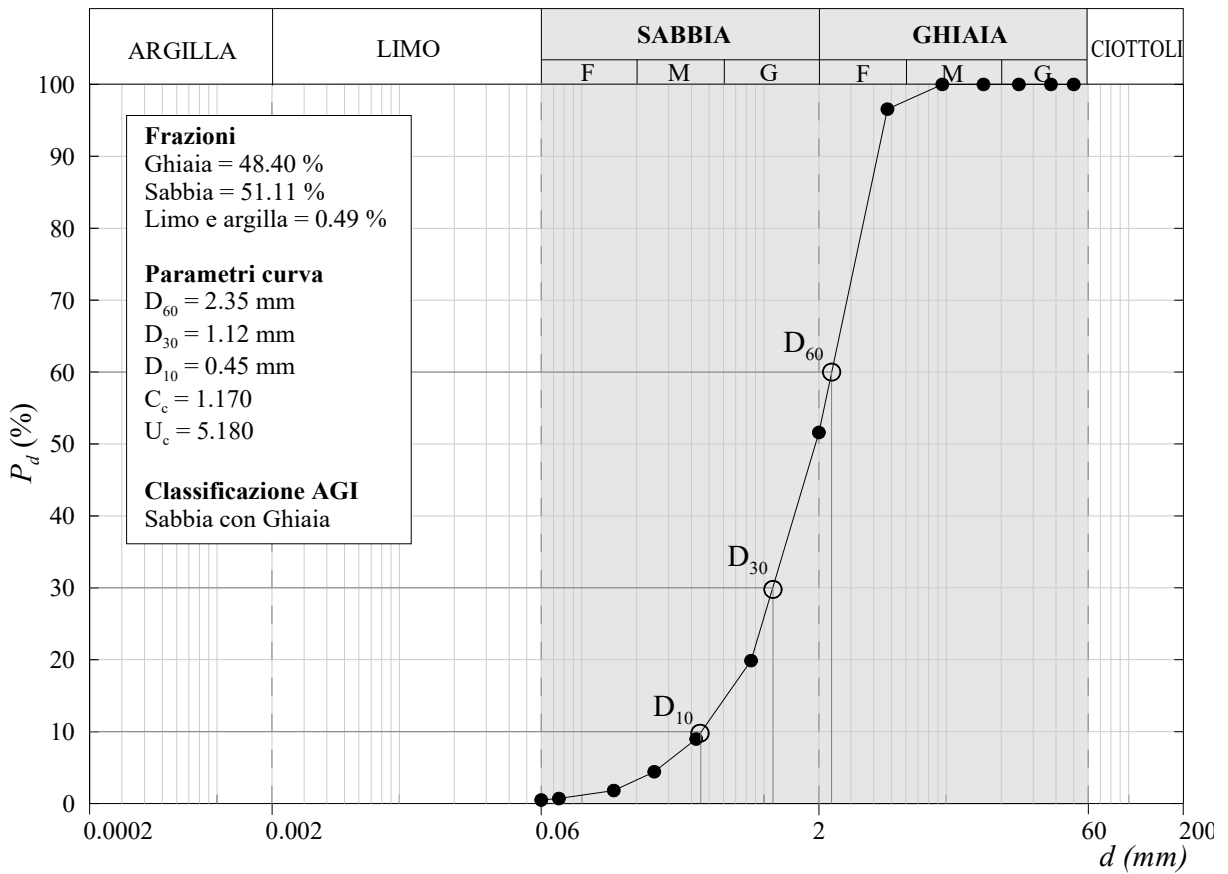


Figura 4.3 Curva granulometrica relativa al campione

4.1.3 Determinazione del peso specifico

Con il peso specifico (G_s) di un terreno si può indicare il valore medio del peso unitario delle particelle che lo compongono.

Valutare il peso specifico è utile, tra le altre cose, poiché consente di determinare una serie di grandezze fondamentali quali:

- Porosità:

$$n = 1 - \frac{\gamma_d}{G_s} \quad (4.3)$$

- Indice dei vuoti:

$$e = \frac{G_s}{\gamma_d} - 1 \quad (4.4)$$

- Grado di saturazione:

$$S = \frac{w \cdot (G_s \cdot \gamma_d)}{G_s - \gamma_d} \quad (4.5)$$

Dove:

- γ_d indica il peso di volume unitario del terreno essiccato;
- w il contenuto d'acqua.

Si definisce, generalmente, il peso specifico (G_s) come il peso unitario del materiale, riferito alla densità dell'acqua alla temperatura di 4°C:

$$G_s = \frac{\gamma_m}{\gamma_{w4^\circ C}} = \frac{P_s}{\frac{V_0}{\frac{P_w}{V_0}}} = \frac{P_s}{P_w} \quad (4.6)$$

Dove:

- P_s è il peso delle particelle solide;
- P_w il peso dell'acqua a 4°C.

Bisogna precisare che solo raramente le prove condotte in laboratorio si ottengono ai 4°C di cui sopra, per cui le Normative permettono di riferirsi alla densità dell'acqua alla temperatura di 20°C, il che produrrà un errore, trascurabile, inferiore allo 0.3%.

Le Norme ASTM forniscono due differenti procedure per la determinazione del peso specifico, in relazione al tipo di terreno da esaminare, sia esso composto da particelle fini o grossolane. La distinzione prevede come dimensione discriminante la dimensione dei setacci pari a 4.75 mm. Per la determinazione del peso specifico, in entrambi i casi, è necessario utilizzare dei picnometri con capacità di 50 cm³ o 100 cm³, in relazione alla dimensione massima delle particelle del terreno, dotati di tappo in vetro smerigliato con un foro centrale per l'espulsione dell'aria e dell'acqua in eccesso.

Prima di tutto, è necessario tarare i picnometri per valutare con precisione il volume di acqua distillata contenuta in essi durante l'esecuzione della prova. In seguito a tale procedura, si definisce l'andamento del peso del picnometro pieno d'acqua al variare della temperatura dell'acqua. Nell'elaborazione dei risultati tornerà utile il peso del picnometro vuoto completo di tappo, per cui bisogna effettuare tale pesata con la precisione di 0,01 g nel caso di picnometro con capacità di 100 cm³ e 0,001 g per i 50 cm³ (P_1).

Per i campioni di terreno essiccati si utilizza un provino del peso minimo di 25 g o 10 g, rispettivamente per il picnometro da 100 cm³ e da 50 cm³. Il materiale viene posto nel picnometro asciutto, si posiziona il tappo e si pesa. Si introduce l'acqua distillata fino a riempirlo per circa $\frac{3}{4}$ e si lascia saturare per 12 ore.

Alla fine della procedura di saturazione, il picnometro viene bollito per 15 minuti al fine eliminare l'aria presente. Una volta raffreddato, il picnometro viene posto in essiccatore dotato di attacco per la pompa a vuoto, applicando una pressione minima di 100 mm di mercurio per 1h. Alla fine, si riempie il picnometro di acqua distillata disareata avendo cura che il foro interno al tappo sia pieno d'acqua e che non vi siano bolle d'aria e, così, può essere effettuata la seconda pesata.

Terminata la prova sarà possibile ricavare il peso specifico del campione utilizzando la seguente relazione:

$$(G_s)_T = \frac{P_2 - P_1}{[P_4 + (P_2 - P_1)] - P_3} \quad (4.7)$$

In cui:

- P_1 indica il peso del picnometro vuoto completo di tappo;
- P_2 indica il peso del picnometro completo di tappo contenente il campione secco;
- P_3 indica il peso del picnometro completo di tappo, pieno di acqua distillata e del campione saturato alla temperatura di prova T;
- P_4 indica il peso del picnometro pieno completo di tappo, pieno di acqua distillata alla temperatura di prova T, ottenuto dalla curva di taratura.

In accordo con le suddette prescrizioni, si è tenuto conto della relazione tra il peso del picnometro pieno di acqua distillata completo di tappo e la temperatura di prova T. I risultati sono mostrati nella Tabella 4.4, la quale presenta le regressioni lineari associate ad i picnometri utilizzati.

Picnometro	Regressione
1	$y = -0.1431 x + 772.26$
4	$y = -0.09 x + 512.34$

Tabella 4.4 Relazioni tra il peso del picnometro (pieno d'acqua e con tappo) e la Temperatura

Di seguito si riportano, nella Tabella 4.5, i pesi specifici G_s , calcolati mediante l'equazione 4.7, del campione sottoposto a prova alla temperatura di 20.5 °C, in seguito alla definizione dei pesi P_1 , P_2 , P_3 e P_4 , rispettivamente (§4.1.3):

Picnometro	P ₁ (g)	P ₂ (g)	P ₃ (g)	P ₄ (g)	T (°C)	(G _s) _T (g/cm ³)
1	215,42	340,32	847,50	769,33	20,5	2,673
4	168,94	243,88	556,76	510,49	20,5	2,614

Tabella 4.5 Determinazione del peso specifico del terreno

Il valore definitivo di G_s per il campione è stato desunto facendo una media delle due determinazioni effettuate, ed è risultato pari a 2.643 g/cm³. Il valore di G_s sarà, inoltre, utile per la preparazione di provini da utilizzare per le prove di caratterizzazione meccanica.

4.1.4 Determinazione della densità massima e minima

Nell'ambito delle prove su modelli in scala, risulta necessario conoscere la densità minima e massima del terreno, così da poter riprodurre provini a diversa densità in modo da caratterizzare il materiale che costituisce il modello ottenuto mediante deposizione pluviale.

Conseguentemente, risulta doveroso valutare la Densità relativa D_R (eq.4.8), con la quale viene indicata la percentuale di addensamento di un terreno rispetto alla densità massima.

$$D_R(\%) = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \cdot 100 \quad (4.8)$$

In cui e , e_{max} ed e_{min} rappresentano l'indice dei vuoti, rispettivamente, allo stato in esame, nello stato più sciolto e nello stato più denso. Un valore di D_R prossimo ad 1 sta ad indicare un materiale molto denso, mentre un valore di D_R prossimo a 0 un materiale sciolto.

I valori di densità massima e dell'indice dei vuoti minimo, possono essere ottenuti mediante prova su tavolo vibrante, durante la quale è possibile desumere anche i dati necessari per il calcolo della densità minima e di conseguenza dell'indice dei vuoti massimo. La prova consiste nell'utilizzare una fustella standardizzata ponendo la sabbia in esame al suo interno, applicando un sovraccarico e sottoporla ad una vibrazione verticale di ampiezza nota. Terminata la prova, misurando l'abbassamento del livello della sabbia all'interno della fustella è possibile determinare la densità massima e l'indice dei vuoti minimo ottenuti.

Tale prova può essere eseguita su campioni che soddisfano alcune caratteristiche relative le dimensioni dei granuli, per questo si rende necessaria l'esecuzione di una setacciatura preliminare:

- frazione passante al setaccio da 75 mm 100 %
- frazione passante al setaccio da 0.075 mm < 15 %
- frazione trattenuta al setaccio da 37.5 mm < 30 %

Prima di eseguire la prova può essere necessario tarare la strumentazione al fine di determinare, oltre che le caratteristiche della stessa, l'ampiezza dell'oscillazione alla quale sottoporre il materiale.

La scelta dell'ampiezza di oscillazione è suggerita dalle normative vigenti, ma è opportuno effettuare delle valutazioni preliminari, poiché le esperienze condotte negli anni hanno dimostrato che, a parità di frequenza, la densità secca tende ad aumentare al crescere dell'ampiezza di vibrazione, fino a raggiungere un valore massimo e a diminuire successivamente. Le norme pertanto, pur descrivendo precisi valori di ampiezza di vibrazione, consigliano la determinazione dell'ampiezza ottimale, sottoponendo la sabbia essiccata ad almeno quattro diversi livelli di oscillazione (compresi tra 0.30 e 0.91 mm per frequenze di 50 Hz, e tra 0.20 e 0.64 mm per frequenze di 60 Hz), per un tempo di 8 o 12 minuti (rispettivamente per frequenze

di 60 o 50 Hz). In generale, come nel caso in esame, si sottopone il campione a diversi valori di ampiezza di oscillazione al fine di valutare l'addensamento raggiunto nei diversi casi, ricavandone così il valore massimo.

Il tavolo vibrante utilizzato è costituito da un piano di lamiera d'acciaio dello spessore di 6 mm, di dimensioni pari a circa 76 x 76 cm, montato su un telaio. Le vibrazioni vengono applicate mediante un sistema costituito da un elettromagnete, di potenza regolabile, capace di indurre una vibrazione sinusoidale a 50 o 60 Hz con un'ampiezza variabile. Al tavolo vibrante viene vincolata la fustella cilindrica contenente il materiale (Fig. 4.4). È possibile eseguire la prova con due tipi di fustella di dimensioni differenti: una più piccola di 2830 cm³ e l'altra di 14200 cm³ circa. Sarà la dimensione massima delle particelle costituenti il campione di terreno a determinare la scelta della fustella da utilizzare, come specificato nella Tabella 4.6.

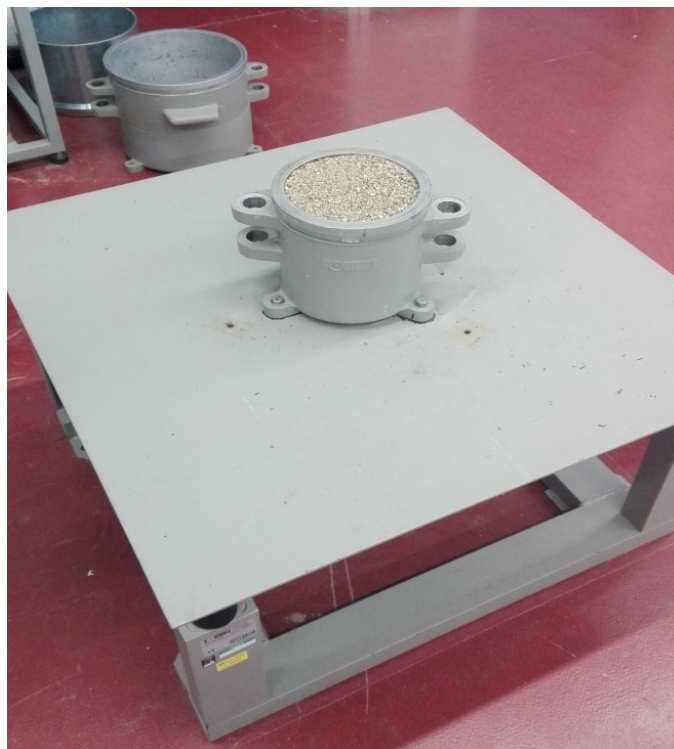


Figura 4.4 Fustella cilindrica su tavolo vibrante

Nel caso in esame, è stata utilizzata la fustella più piccola (2830 cm³), in accordo con le prescrizioni relative la prova su tavolo vibrante (Tab. 4.6) con:

- il cilindro di guida del sovraccarico con diametro interno di 152.4 mm ed altezza di 200 mm
- il sovraccarico cilindrico da 24 Kg con la piastra circolare di ripartizione del sovraccarico da 151 mm di diametro e 12 mm di spessore

. Il sovraccarico cilindrico è tale da indurre, di concerto con la piastra, un sovraccarico uniforme di 13.8 kPa sul materiale.

Dimensione massima delle particelle (mm)	Peso richiesto (Kg)	Volume della fustella da utilizzare (cm³)
75.0	34	14200
38.1	34	14200
19.0	11	2830
9.5	11	2830
<4.75	11	2830

Tabella 4.6 Prescrizioni relative la prova su tavolo vibrante

Per la determinazione della densità minima e massima è possibile procedere mediante due metodi: metodo a secco (utilizzato nel presente lavoro) e metodo a umido. Il metodo a secco prevede l'essiccazione in forno per circa 12 ore del campione. Successivamente viene mescolarlo al fine di garantire uniformità dal punto di vista granulometrico.

Effettuata la taratura degli strumenti e preparato il materiale per la prova si procede collegando la fustella al tavolo vibrante, verificandone l'orizzontalità. Il materiale viene poi inserito all'interno della fustella attraverso un imbuto a bocca larga, fino a riempire completamente la fustella, eliminando il materiale in eccesso ed eliminando

possibili vuoti o irregolarità superficiali, così da facilitare il posizionamento della piastra di sovraccarico inducendo vibrazioni, inducendo piccole vibrazioni mediante l'utilizzo di un martello in gomma. Conseguentemente, si sistema la piastra di ripartizione del sovraccarico, garantendone il contatto con la superficie del provino, e, successivamente, ed il relativo cilindro di guida. Il sovraccarico viene poi posto all'interno del cilindro di guida.

Viene successivamente scelta, prima di avviare la prova, l'ampiezza di vibrazione. A conclusione della prova, verificata la stabilità della piastra di ripartizione, si posiziona il comparatore, con relativo supporto, tra le due staffe di guida nella medesima posizione adottata in fase di taratura, così da effettuare due letture. La media delle due letture così determinate, sottratta alla lettura di zero, consente di definire l'abbassamento finale del campione addensato. Infine, è possibile valutare il peso del campione contenuto nella fustella.

Di seguito viene mostrata la relazione che permette di valutare il valore di densità massima, espressa in g/cm³.

$$\gamma_{d,max} = \frac{P_{cd}}{V_c - \frac{A_c \cdot (R_0 - R_F)}{10}} \quad (4.9)$$

In cui:

- P_{cd} indica il peso del campione secco (g);
- V_c indica il volume della fustella (cm³);
- A_c indica la sezione della fustella (cm²);
- R_0 indica la lettura di zero del comparatore (mm);
- R_F indica la media delle due letture finali (mm)

Conseguentemente è possibile ricavare l'indice dei vuoti minimo mediante la seguente relazione:

$$e_{min} = \frac{G_s}{\gamma_{d,max}} - 1 \quad (4.10)$$

Unitamente alla valutazione della densità massima può essere effettuata anche quella della densità minima.

La prova è stata eseguita riempiendo la fustella utilizzata con il materiale di prova, facendo sì che si disponga nella condizione di addensamento minimo. Naturalmente, la procedura di deposizione del materiale risulta fondamentale al fine di una corretta esecuzione della prova. Esistono vari metodi che definiscono la procedura di deposizione, in questo caso si farà riferimento alla Norma ASTM (ASTM D 4254, 2006), per coerenza con le prove per la valutazione della densità massima.

Per quanto concerne le caratteristiche della sabbia di prova (composizione granulometrica e quantità richieste), si applicano le stesse prescrizioni tenute in considerazione per la prova di determinazione della densità massima.

Anche in questo caso è necessario essiccare il materiale in forno a 110°C per circa 12 ore, per poi mescolarlo così da renderlo uniforme. Effettuata questa operazione preliminare è possibile riempire la fustella. Nel caso di particelle con diametro massimo inferiore a 9.5 mm, l'operazione di riempimento viene eseguita mediante l'utilizzo dell'imbuto a bocca larga, avendo cura di eseguire movimenti a spirale dal bordo verso l'interno, al fine di distribuire il materiale a strati di spessore costanti e che il flusso di materiale venga mantenuto continuo e l'altezza libera di caduta risulti costante e pari a circa 25 mm. La fustella va riempita fino a circa 25 mm al di sopra del bordo superiore, rasando successivamente la superficie.

Ultimata la preparazione del campione bisogna pesare la fustella, così da determinare la quantità di sabbia contenuta in essa. La densità minima del campione di prova viene determinata mediante la seguente relazione:

$$\gamma_{d,min} = \frac{P_{cd}}{V_c} \quad (4.11)$$

Dove V_c indica il volume della fustella in cm^3 , e P_{cd} il peso del campione secco in grammi.

Si ricava l'indice dei vuoti minimo mediante la seguente relazione:

$$e_{min} = \frac{G_s}{\gamma_{d,min}} - 1 \quad (4.12)$$

Con G_s valutato secondo l'equazione 4.7.

Per la valutazione della densità massima si è utilizzato il tavolo vibrante a frequenza di lavoro pari a 50 Hz, per cui le prove sono state eseguite per un tempo pari a 12 minuti in accordo con la Norma ASTM. Per la determinazione dell'addensamento massimo, si è effettuata una valutazione al variare dell'ampiezza di vibrazione. Il campione in esame presenta particelle di dimensioni massime di 5 mm, per cui si è utilizzata la fustella dal volume 2830 cm^3 (Tab. 4.4), che ha un volume effettivo di 2831.1 cm^3 (V_c), in accordo con i dati della più recente taratura. In parallelo, durante le prove per la determinazione della densità massima si sono eseguite le misure per la determinazione della densità minima.

Per l'esecuzione della prova il materiale viene versato all'interno della fustella mediante l'utilizzo di un imbuto a bocca larga, secondo la modalità di deposizione precedentemente indicata. In seguito, si procede con la pesatura della fustella piena P_{tot} così da determinare, noto il peso della fustella P_f (64.88 g da ultima taratura), il peso del terreno depositato P_{cd} .

Successivamente si procede con l'esecuzione della prova per la determinazione della densità massima secondo prescrizioni.

Lo spessore della piastra di carico è stato definito dalla media di quattro letture come mostrato in Tabella 4.7.

Lettura 1 (mm)	12.82
Lettura 2 (mm)	12.87
Lettura 3 (mm)	12.88
Lettura 4 (mm)	12.84
Media M_1 (mm)	12.85

Tabella 4.7 Spessore della piastra di carico

Al fine di determinare l'ampiezza di vibrazione ottimale, cioè l'ampiezza che determina l'addensamento massimo, sono state eseguite diverse prove al variare dell'ampiezza di vibrazione imposta. La Tabella 4.8 mostra i risultati relativi la valutazione dell'abbassamento w_{tot} del provino in terra interno alla fustello in seguito alle prove, al variare della percentuale di potenza effettiva impressa alla macchina rispetto alla potenza massima erogabile (R) e tenendo conto dello spessore della piastra M_1 . Sono inoltre mostrati i valori dell'abbassamento di 4 differenti letture eseguite rispetto al bordo della fustella ed alla sommità della piastra di carico (L_1 , L_2 , L_3 , L_4), la media di quest'ultimi (M_2).

R	L_1	L_2	L_3	L_4	M_2	M_1	w_{tot}
(%)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm)
40	-8.11	-8.77	-8	-8.92	-8.45	12.85	0.44
60	-2.7	-0.97	-2.18	-1.09	-1.735	12.85	1.1115
80	9.07	6.67	6.76	8.93	7.8575	12.85	2.07075
90	7.54	8.43	7.4	8.66	8.0075	12.85	2.08575
100	11.95	11.24	11.21	10.59	11.2475	12.85	2.40975

Tabella 4.8 Valori di abbassamento al variare della potenza

In Tabella 4.9 sono riportate il peso del campione (P_{cd}), il valore di potenza percentuale R , il cedimento totale w_{tot} dato dalla somma di M_2 e lo spessore della piastra M_1 , il diametro della fustella D_f (desunto dalla taratura), il volume della fustella V_c , la variazione di volume ΔV (nota la sezione della fustella ed il cedimento totale) ed il volume di terreno in seguito all'abbassamento V_{ter} ($V_c - \Delta V$), la densità minima γ_{min} , e la densità massima γ_{max} .

Pcd	R	w_{tot}	D_f	V_c	ΔV	V_{ter}	γ_{min}	γ_{max}
(g)	(%)	(cm)	(cm)	(cm ³)	(cm ³)	(cm ³)	(g/cm ³)	(g/cm ³)
4717	40	0.44	15.17	2831.1	79.52	2751.58	1.67	1.71
4731	60	1.1115	15.17	2831.1	200.89	2630.21	1.67	1.80
4741	80	2.07075	15.17	2831.1	374.26	2456.84	1.67	1.93
4741.5	90	2.08575	15.17	2831.1	376.97	2454.13	1.67	1.93
4717.5	100	2.40975	15.17	2831.1	435.53	2395.57	1.67	1.97

Tabella 4.9 Risultati della prova per la valutazione delle densità minima e massima

In Figura 4.5 viene mostrato l'andamento della densità massima del campione al variare della potenza effettiva. Si può notare come si ottiene il valore di densità massima per valore massimo della potenza.

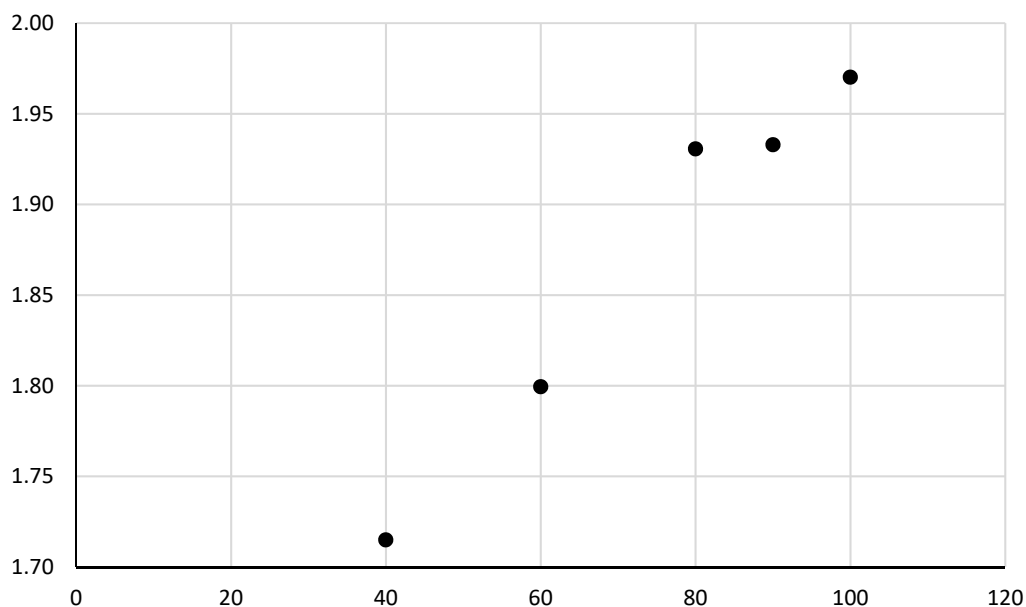


Figura 4.5 Addensamento massimo al crescere della percentuale di potenza

Si ottengono dunque i seguenti valori di densità minima e massima, i quali sono stati utilizzati per determinare il valore di densità atto ad ottenere una prefissata densità relativa e per la realizzazione dei provini da sottoporre a prove di colonna risonante e taglio ciclico. Il valore di densità minimo è il risultato della media dei valori presenti in Tabella 4.9, mentre il valore di densità massima è il valore più grande tra quelli calcolati.

$$\gamma_{\min} = 1.67 \text{ g/cm}^3$$

$$\gamma_{\max} = 1.97 \text{ g/cm}^3$$

Una volta definiti il peso specifico dei grani (G_s , §4.2.2) ed i valori di densità minima e massima, è possibile ricavare i seguenti valori dell'indice dei vuoti minimo e massimo (eq. 4.1).

$$e_{\min} = 0.34$$

$$e_{\max} = 0.58$$

4.1.5 Prova di colonna risonante e di taglio torsionale ciclico

Per la valutazione dei parametri dinamici del terreno a livelli deformativi bassi e medio-alti, nonché per stimare le relative leggi di variazione in funzione delle deformazioni di taglio, le prove maggiormente utilizzate sono quella di colonna risonante e di taglio torsionale ciclico. La normativa di riferimento, per questo tipo di prove, è la ASTM (ASTM D 4015 – 07, 2007).

Le prove consentono di ricavare diverse informazioni di un terreno, quali:

- Il modulo di taglio iniziale G_0 ed il rapporto di smorzamento D_0 , a bassi livelli deformativi;
- la legge di decadimento del modulo di taglio al variare dell'ampiezza della deformazione di taglio γ ;
- la legge di variazione del rapporto di smorzamento al variare dell'ampiezza della deformazione di taglio;
- le soglie lineare γ_l e volumetrica γ_v ;
- la variazione delle pressioni interstiziali con la deformazione di taglio.

La prova di colonna risonante prevede l'applicazione di un momento torcente ciclico, di ampiezza nota e frequenza variabile, all'estremità di un provino cilindrico, sottoposto a consolidazione, incastrato alla base e libero in sommità. Durante l'esecuzione della prova vengono valutate la risposta deformativa del terreno al carico dinamico (rotazione) e la frequenza di risonanza. La risposta del provino viene valutata mediante accelerometri posti nella sommità libera del provino stesso.

Al fine di interpretare i risultati si fa riferimento alla teoria di propagazione delle onde elastiche in un mezzo continuo, la quale fornisce la relazione (eq. 4.13) che intercorre tra la frequenza f_0 e la velocità di propagazione delle onde V_s , in condizioni

di risonanza per provino di altezza h in condizione fixed-free (Fig. 4.2) (sollecitazione indotta alla base e risposta misurata all'estremità sommitale).

$$f_0 = \frac{V_s}{4h} \quad (4.13)$$

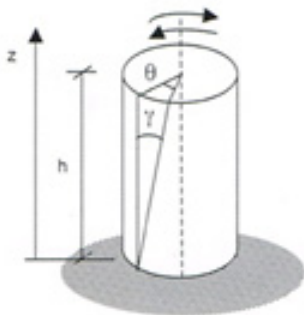


Figura 4.6 Schema di carico nelle apparecchiature di colonna risonante

Nota la frequenza di risonanza è possibile valutare il modulo di taglio G del terreno. Nota la rotazione massima, invece, è possibile ricavare la deformazione di taglio γ . Imponendo differenti valori di ampiezza del momento torcente, varieranno la rotazione massima e la frequenza di risonanza (dunque rispettivamente la deformazione di taglio ed il modulo di taglio). Attraverso tale procedura sarà possibile determinare la legge di decadimento $G(\gamma)$.

Durante la prova, in dettaglio, viene generato un segnale elettrico sinusoidale di ampiezza e frequenza variabili. Il segnale elettrico viene convertito in una coppia torcente, dunque in una sollecitazione meccanica grazie ad un motore elettromagnetico.

Ovviamente l'ampiezza della risposta in termini di deformazione di taglio γ_{\max} , la quale a sua volta è funzione dell'angolo di rotazione del provino θ , del raggio R , e dell'altezza h del provino e delle condizioni di vincolo, è determinata dal momento applicato.

Definita l'ampiezza del momento applicato, viene incrementata progressivamente la frequenza di eccitazione del sistema elettromagnetico fino al raggiungimento della condizione di risonanza. Quest'ultima viene determinata mediante un raffronto tra l'eccitazione torsionale e la risposta del provino, valutata in termini di accelerazione mediante un accelerometro. Può ritenersi configurata la condizione di risonanza nel momento in cui l'input e la risposta sono sfasati di 90° e si ha la massima ampiezza della risposta. Verificata tale condizione, è possibile valutare la velocità di propagazione delle onde di taglio V_s nel mezzo in esame mediante le relazioni desunte dalla teoria di propagazione delle onde elastiche in un mezzo cilindrico partendo dall'equazione 4.13. Da quest'ultima, se si tiene conto della massa si ottiene:

$$V_s = \frac{2\pi \cdot f_0 \cdot h}{\beta_0} \quad (4.14)$$

Dove β è funzione dei momenti d'inerzia assiale del provino e della massa rigida. Conseguentemente, nota la densità ρ è possibile ricavare il modulo di taglio mediante la seguente relazione:

$$G = \rho \cdot V_s^2 \quad (4.15)$$

La prova viene ripetuta aumentando progressivamente l'ampiezza dei momenti torcenti applicati al fine di far variare frequenza di risonanza e rotazione massima e, conseguentemente, modulo G e deformazione γ . Sarà così possibile associare ad ogni valore del modulo di taglio G un valore di deformazione γ , ricavando la curva di decadimento $G(\gamma)$.

Con riferimento alla teoria di propagazione delle oscillazioni in un mezzo viscoelastico (teoria dell'oscillatore elementare) si determina, inoltre, il rapporto di smorzamento D . Anche in questo caso si ottengono diversi valori di D al variare di γ , determinando così la legge di variazione $D(\gamma)$.

L'apparecchiatura utilizzata per la prova (Fig. 4.7) si compone di tre elementi:

- il sistema di eccitazione;
- il sistema elettromeccanico;
- il sistema di registrazione.



Figura 4.7 Apparecchiatura di prova di colonna risonante

Il sistema di eccitazione comprende:

- generatore di funzioni, il quale genera il segnale elettrico sinusoidale caratterizzato da ampiezza e frequenza predeterminate;
- l'amplificatore di potenza, che consente di aumentare la potenza del segnale elettrico;
- frequenzimetro, utile per misurare il valore esatto della frequenza del segnale;
- interruttore, utilizzato per indurre o sospendere l'eccitazione al provino.

Una cella di pressione e l'oscillatore torsionale compongono, invece, il sistema elettromeccanico. Il sistema di registrazione è costituito dall'accelerometro, montato sulla testa del provino, un amplificatore di carica, un oscilloscopio ed un voltmetro.

Prima di eseguire la prova è necessario effettuare delle operazioni preliminari di seguito riassunte:

1. Preparazione dell'apparecchiatura. Viene riempito il serbatoio con acqua disaerata e successivamente il volumometro (Fig. 4.8).
2. Saturazione dei circuiti di drenaggio.
3. Confezionamento del provino. Si definisce il valore di densità relativa (D_R) che si vuole riprodurre al quale corrisponde un valore di densità γ , definito partendo dai valori di densità minima e massima (γ_{min} e γ_{max}), mediante la seguente relazione:

$$\gamma = \frac{(\gamma_{min} \cdot \gamma_{max})}{[\gamma_{max} - D_R \cdot (\gamma_{max} - \gamma_{min})]} \quad (4.16)$$

Considerando, in seguito, che la densità è data dal rapporto tra il peso del provino (P) ed il suo volume (V), è possibile ricavare facilmente, definite le dimensioni del provino, quindi il suo volume, il peso del materiale necessario (eq. 4.17) per confezionare il provino per strati all'interno della membrana (Fig.4.9). posizionare la testa di carico, ed isolare idraulicamente il provino mediante due o-ring (Fig. 4.10a). Si procede a dare il vuoto al provino mediante un compressore collegato ad un tubo di venturi e si rimuove il mold (Fig. 4.10b) misurando l'altezza ed il diametro del provino.

$$P = \gamma \cdot V \quad (4.17)$$

4. Chiusura e riempimento della cella. Si monta la cella in plexiglass e la si riempie d'acqua, dunque si assembla la strumentazione (Fig.4.11).
5. Saturazione. Al fine di garantire un grado di saturazione prossimo al 100% si impone all'esterno del provino una pressione di cella (σ_c), crescente in step di

carico successivi, alla quale si contrappone la Back Pressure (o contropressione interstiziale, **BP**, interna al provino), minore della pressione di cella.

6. B-test. Una volta chiuso il drenaggio, si impone un'ulteriore pressione di cella, così da misurare la sovrappressione dell'acqua indotta da questo nuovo sovraccarico in accordo con relazione di seguito mostrata:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_c} \quad (4.18)$$

Dove **B** è il parametro **B** di Skempton. Definito **B**, la saturazione viene considerata conclusa quando **B** è prossimo ad 1 ($B \geq 0.95$).

7. Isocompressione (consolidazione del provino). Si imposta il valore della tensione efficace (σ') a cui fare la prova (75 kPa). Aprendo il drenaggio, impostando una pressione interstiziale u inferiore all'elevata sovrappressione Δu precedentemente accumulata, il provino cederà acqua. Terminata questa fase, in seguito alla stabilizzazione del volume (che avviene immediatamente nei terreni granulari), è possibile chiudere il drenaggio ed iniziare la prova.



Figura 4.8 Volumometro utilizzato

Nel dettaglio, l'apparecchiatura per l'esecuzione di prove di colonna risonante ospitata presso il laboratorio di geotecnica del Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Messina permette di realizzare provini cilindrici di diametro pari a 38-50-70-100 mm.

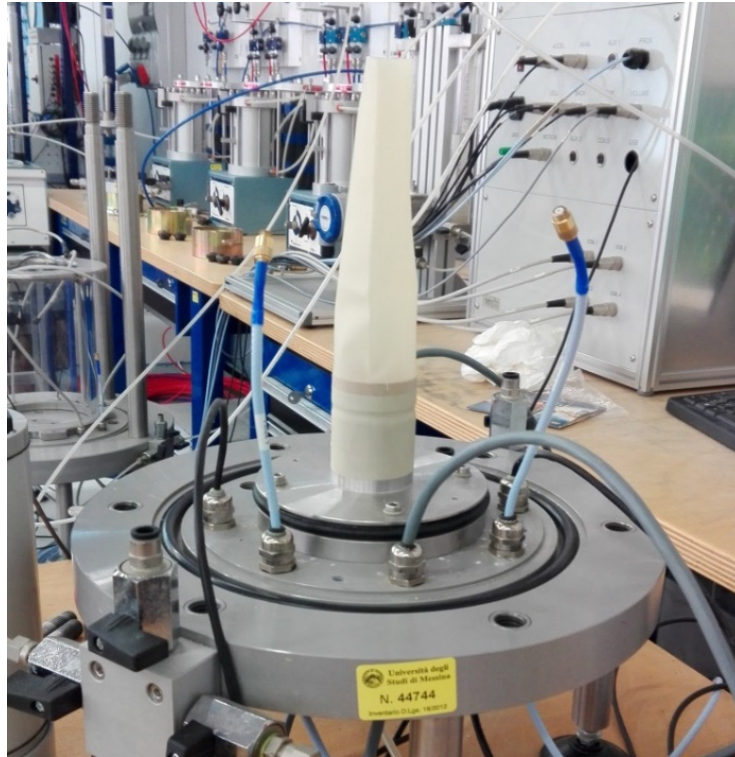


Figura 4.9 Membrana in lattice utilizzata per le prove

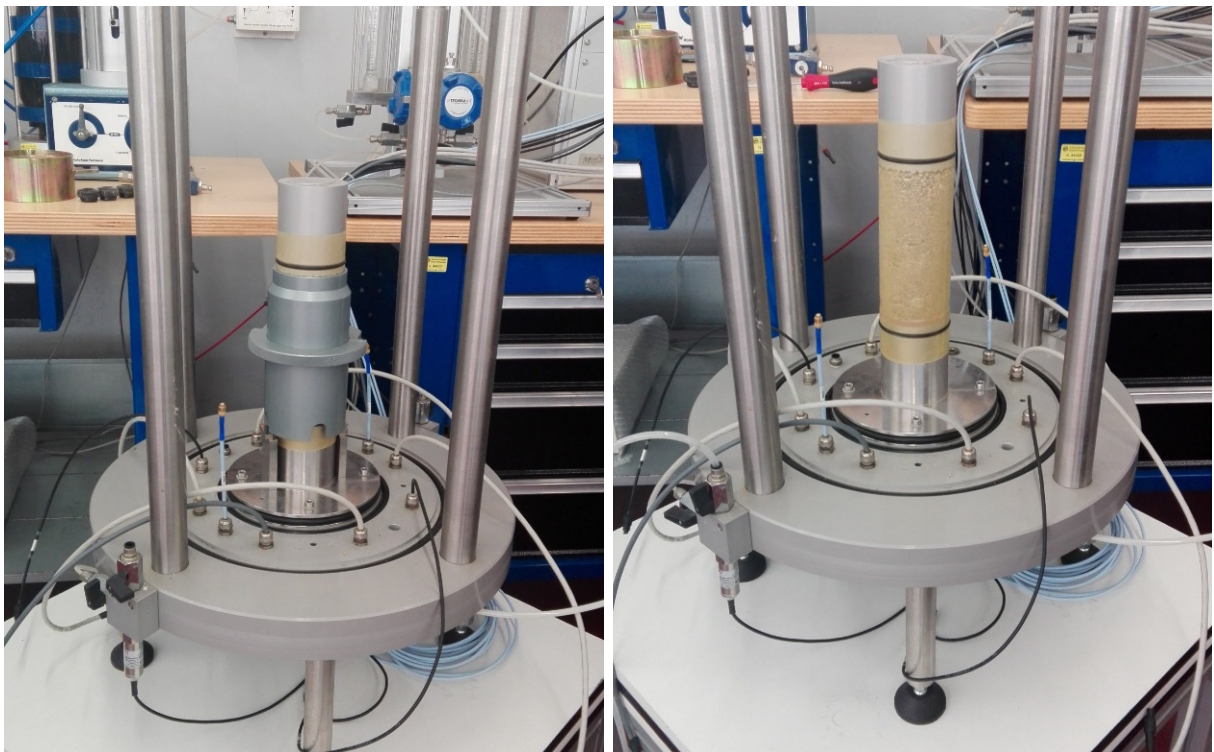


Figura 4.10 Fase di deposizione del materiale (a); Provino al termine del confezionamento (b)

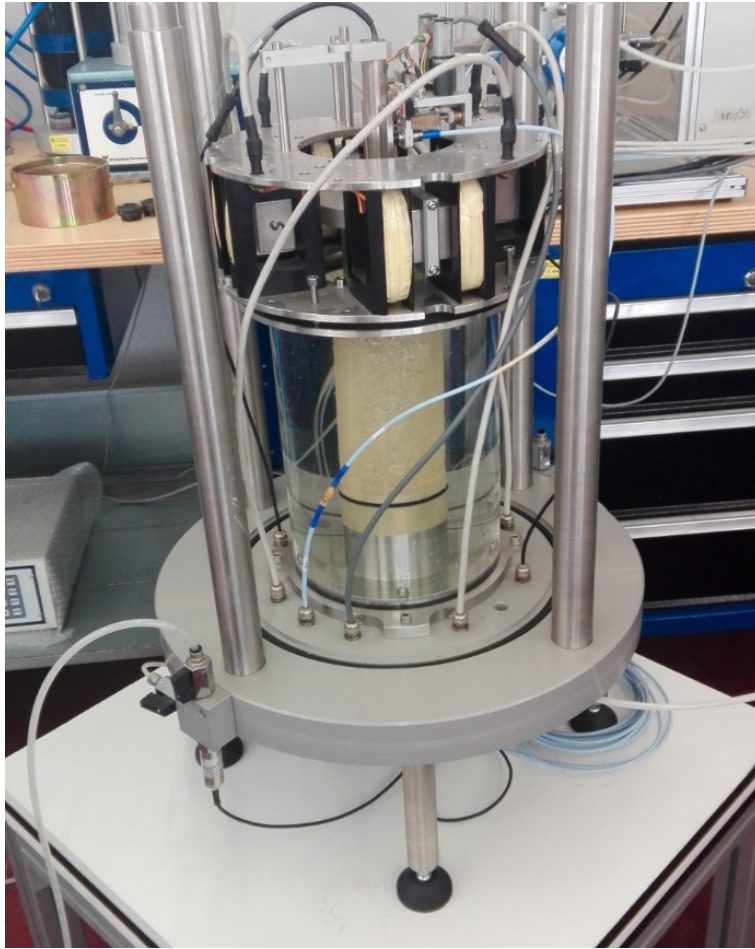


Figura 4.11 Cella a montaggio completato

Tali considerazioni, relative le azioni preliminari all'esecuzione della prova, valgono inoltre per la prova di taglio torsionale eseguita con la stessa apparecchiatura, la quale viene brevemente descritta di seguito.

Il principio di funzionamento è uguale a quello visto per la prova di colonna risonante. I trasduttori della strumentazione permettono di tracciare il ciclo d'isteresi (Fig. 4.12) corrispondente così da poter determinare il modulo di taglio (eq. 4.19) e il rapporto di smorzamento (eq.4.20):

$$G = \frac{\tau_{pp}}{\gamma_{pp}} \quad (4.19)$$

$$D = \frac{W_d}{4\pi W_s} \quad (4.20)$$

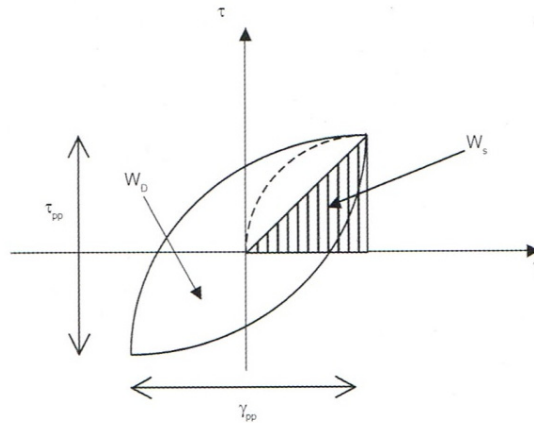


Figura 4.12 Ciclo d' isteresi

In generale, per poter eseguire prove di caratterizzazione dinamica, è fondamentale determinare il diametro massimo dei grani, che nel caso del terreno oggetto di studio risulta essere pari a 4.75mm (analisi granulometrica, §4.1.2). Studi di letteratura (Cerato & Lutenegger, 2006) mostrano l'importanza di questo valore al fine di poter correttamente valutare il volume di terreno rappresentativo da sottoporre a prova. Infatti, si evidenzia come si rischia di sovrastimare considerevolmente le caratteristiche di resistenza del materiale qualora si sottoponesse a prova, in campo statico, provini aventi dimensione minima inferiore a 15-20 volte il diametro massimo dei grani.

Congruentemente con le dimensioni dei provini consentiti dall'apparecchiatura utilizzata, si è scelto di realizzare provini cilindrici aventi diametro (D) di 50 mm, 70 mm e 100 mm, caratterizzati da un rapporto d_{max}/D rispettivamente di circa 1/10, 1/15 e 1/20, essendo d_{max} il diametro massimo dei grani del campione. Per il confezionamento di tutti i provini utilizzati durante le prove, si è fatto ricorso alla tecnica del tamping avendo come obiettivo un valore di densità relativa nominale

(valore target) del 50% e del 70% e una tensione efficace di 75kPa. Sono state dunque eseguite, tre prove di colonna risonante e taglio torsionale ciclico su provini con densità relativa pari al 50% e tre prove su provini a densità relativa pari al 70%.

In Tabella 4.10 vengono riportati i pesi necessari, noti i valori di densità minima e massima (§4.2.3), in accordo con l'equazione 4.17 (§4.1.5), per diversi valori di densità relativa (dunque densità γ , eq.4.16), per diversi volumi (funzione dell'altezza h e del diametro D del provino).

γ min,max (g/cm ³)	h (mm)	100	140	200
1.970	D (mm)	50	70	100
1.670	V (cc)	196.35	538.78	1570.79
D_R (%)	γ (g/cc)	P (g)		
50	1.808	354.93	973.92	2839.43
60	1.838	360.88	990.25	2887.02
70	1.869	367.03	1007.13	2936.23
80	1.902	373.39	1024.59	2987.15
90	1.935	379.98	1042.67	3039.86

Tabella 4.10 *Pesi corrispondenti ai diversi valori di densità relativa*

Nelle Tabella 4.11 e 4.12 vengono riassunte le caratteristiche dei provini considerati per valori di densità relativa nominale del 50% e del 70%. Di seguito, vengono illustrati e descritti i risultati sperimentali ottenuti per una pressione efficace di 75 kPa.

Prova	RC			TS		
Provino	a50	b50	c50	a50	b50	c50
H _{effettiva} (mm)	197.64	140.9	100.22	100.22	140.9	197.64
H _{nominale} (mm)	200	140	100	100	140	200
D _{effettivo} (mm)	100.5	70	46.69	46.69	70	100.5
D _{nominale} (mm)	100	70	50	50	70	100
γ (g/cm ³)	1.811	1.796	1.826	1.826	1.796	1.811
D _R	51.1%	46.1%	51.1%	51.1%	46.1%	51.1%
D _R (nominale)	50%					

Tabella 4.11 Caratteristiche dei provini per valori di densità relativa target del 50%

Prova	RC			TS		
Provino	a70	b70	c70	a70	b70	c70
H _{effettiva} (mm)	200.79	140.5	99.22	200.79	140.5	99.22
H _{nominale} (mm)	200	140	100	200	140	100
D _{effettivo} (mm)	99.6	69.58	50.38	99.6	69.58	50.38
D _{nominale} (mm)	100	70	50	100	70	50
γ (g/cm ³)	1.877	1.885	1.856	1.877	1.885	1.856
D _R	72.4%	75.0%	65.7%	72.4%	75.0%	65.7%
D _R (nominale)	70%					

Tabella 4.12 Caratteristiche dei provini per valori di densità relativa target del 70%

In particolare la Figura 4.13 riporta le prove di colonna risonante (RC) per provini da 100 mm (a), 70 mm (b) e 50 mm (c) di diametro, caratterizzati da una densità relativa nominale del 50%. La Figura 4.14 mostra i risultati delle corrispondenti prove di taglio torsionale ciclico (TS) eseguite contestualmente alle prove di colonna risonante sui medesimi provini.

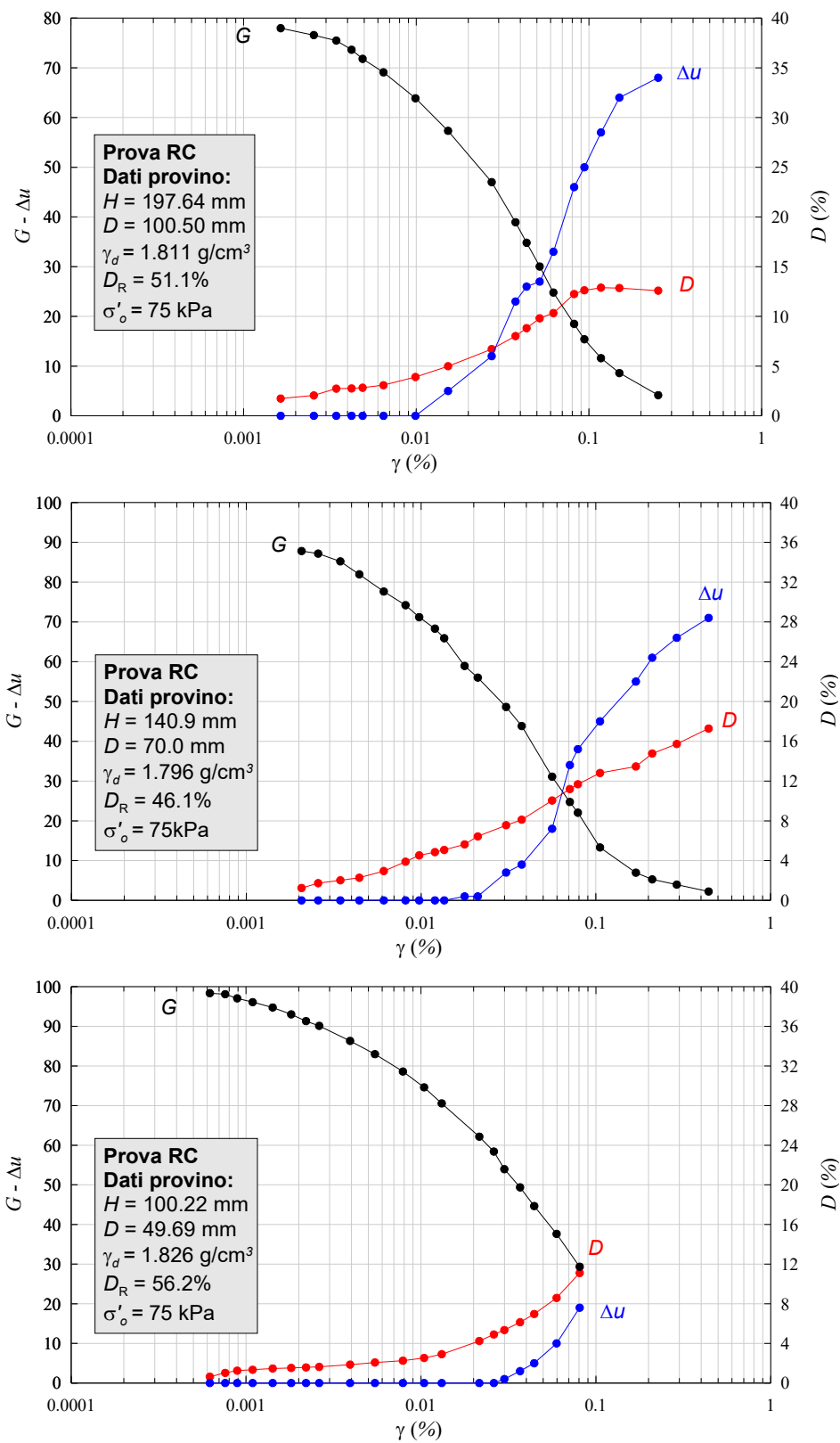


Figura 4.13 Andamento del modulo G , delle sovrappressioni interstiziali Δu e del rapporto di smorzamento D al variare del livello deformativo γ per una prova RC per i provi a50, b50 e c50 e tensione efficace σ'_o di 75 kPa.

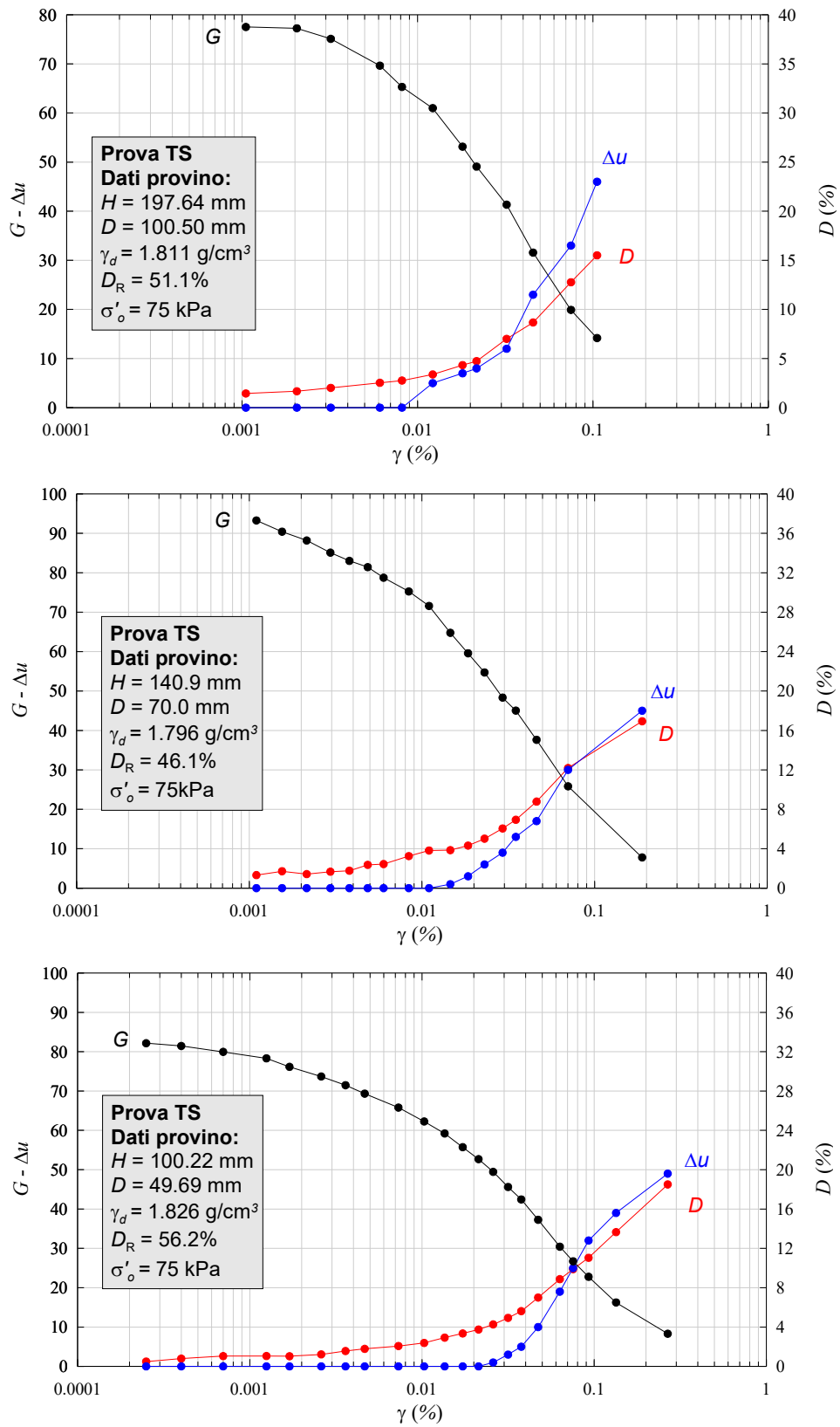


Figura 4.14 Andamento del modulo G , delle sovrappressioni interstiziali Δu e del rapporto di smorzamento D al crescere del livello deformativo γ per una prova TS per i provini a50, b50 e c50 e tensione efficace σ'_o di 75 kPa.

Per il provino da 100 mm di diametro (a) si è riusciti a riprodurre una densità relativa operativa del 51.1% molto simile al valore di target ($D_R=50\%$) mentre per i provini da 70 mm (b) e 50 mm di diametro (c) la densità operativa riprodotta, rispettivamente pari al 46.1% e al 56.2%, presenta degli scarti più elevati rispetto al valore di target.

La Figura 4.15 mostra i risultati delle prove di colonna risonante per provini da 100 mm (a), 70 mm (b) e 50 mm (c) di diametro, confezionati con una densità relativa nominale del 70%, mentre la Figura 4.16 mostra i risultati delle corrispondenti prove di taglio torsionale ciclico. Osservando i risultati è evidente che per il provino da 100 mm di diametro è stato possibile riprodurre una densità relativa operativa del 72.4%, congruente con il valore di target (70%), al contrario per i provini da 70 mm e 50 mm di diametro la densità operativa riprodotta, rispettivamente pari al 75% e al 65.7%, presenta degli scarti più elevati.

Sia per quanto riguarda le prove di RC che per le prove di TS le figure presentano l'andamento del modulo di taglio G (curva nera) e del rapporto smorzamento D (curva rossa) al variare del livello deformativo γ unitamente all'andamento del rapporto di sovrappressioni interstiziali indotte Δu^* (curva blu) nel provino.

Al fine di verificare la corretta esecuzione delle prove cicliche e dinamiche, è possibile osservare che su uno stesso provino di terreno la prova di colonna risonante abbia andamento congruente a quella di taglio torsionale. La sovrapposizione dei risultati rappresenta una garanzia in merito al fatto che l'esecuzione della prova di colonna risonante, eseguita per prima, non influenzi il risultato ottenuto dalla prova di taglio torsionale. A tale scopo vengono sovrapposti graficamente, per ogni provino analizzato, le prove di colonna risonante e quelle di taglio torsionale. La Figura 4.17 illustra le sovrapposizioni per i provini da 100-70-50

mm di diametro (a,b,c), caratterizzati da densità relativa nominale del 50%, mentre la Figura 4.18 i risultati per valori di densità relativa nominale del 70%. In entrambi i casi, con riferimento ai provini di 50 mm di diametro (Fig. 4.17c e 4.18c) è evidente un effetto non trascurabile della prova di colonna risonante sulla prova di taglio torsionale. Presumibilmente, tale interferenza può considerarsi riferibile al fatto che il volume di terreno esaminato non è sufficientemente rappresentativo. Contrariamente a quanto evidenziato prima, nel caso di provini da 100 mm e 70 mm di diametro (Fig. 4.17a,b e 4.18a,b) i risultati delle prove di colonna risonante e del taglio torsionale ciclico tendono invece ad essere sovrapponibili.

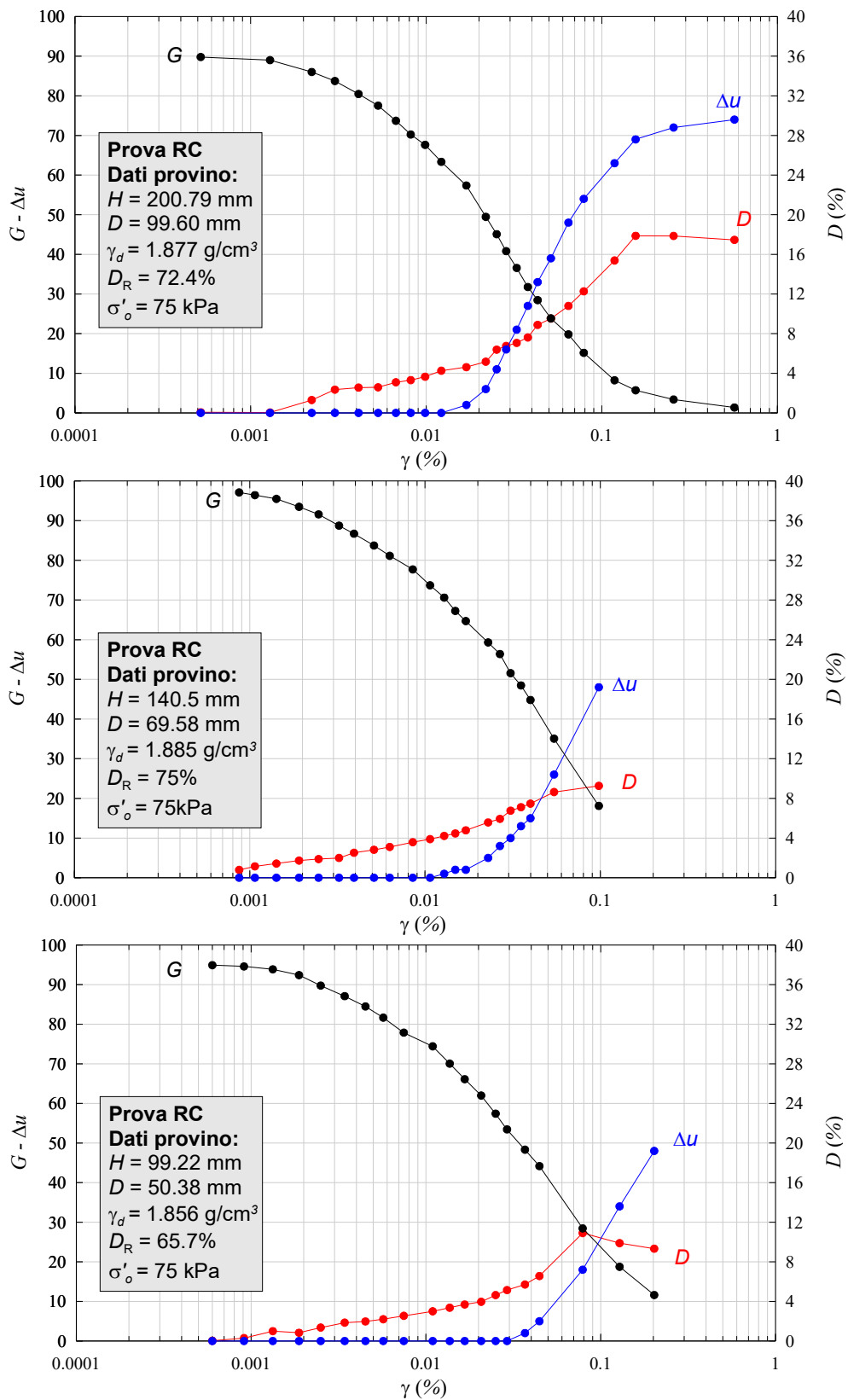


Figura 4.15 Andamento del modulo di taglio G , delle sovrappressioni interstiziali Δu e del rapporto di smorzamento D all'aumentare del livello deformativo γ ottenuti da una prova di colonna risonante per i provini a70, b70 e c70 e tensione efficace σ'_o di 75 kPa.

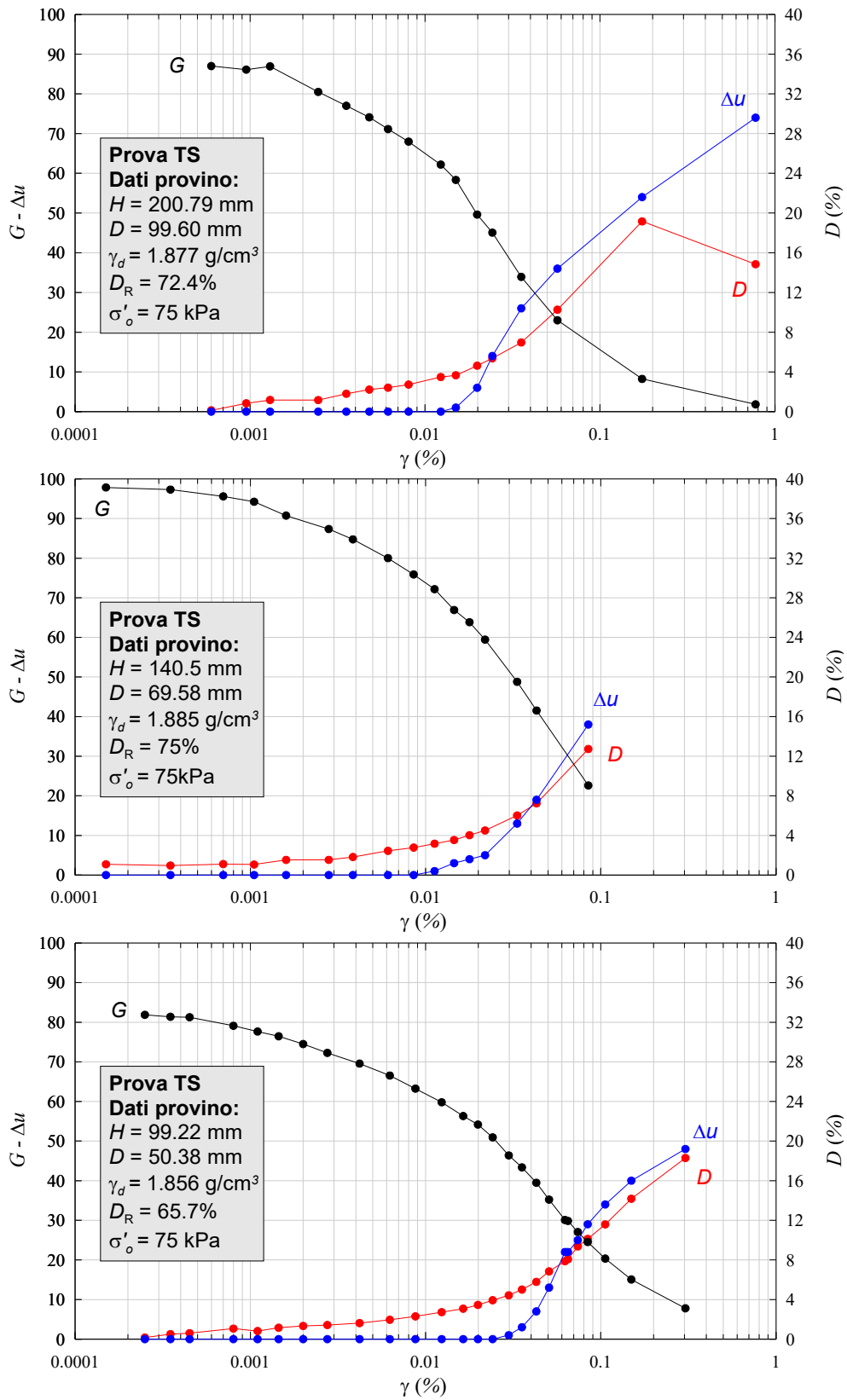


Figura 4.16 Andamento del modulo di taglio G , delle sovrappressioni interstiziali Δu e del rapporto di smorzamento D all'aumentare del livello deformativo γ ottenuti da una prova di taglio torsionale per i provini a70, b70 e c70 e tensione efficace σ'_o di 75 kPa.

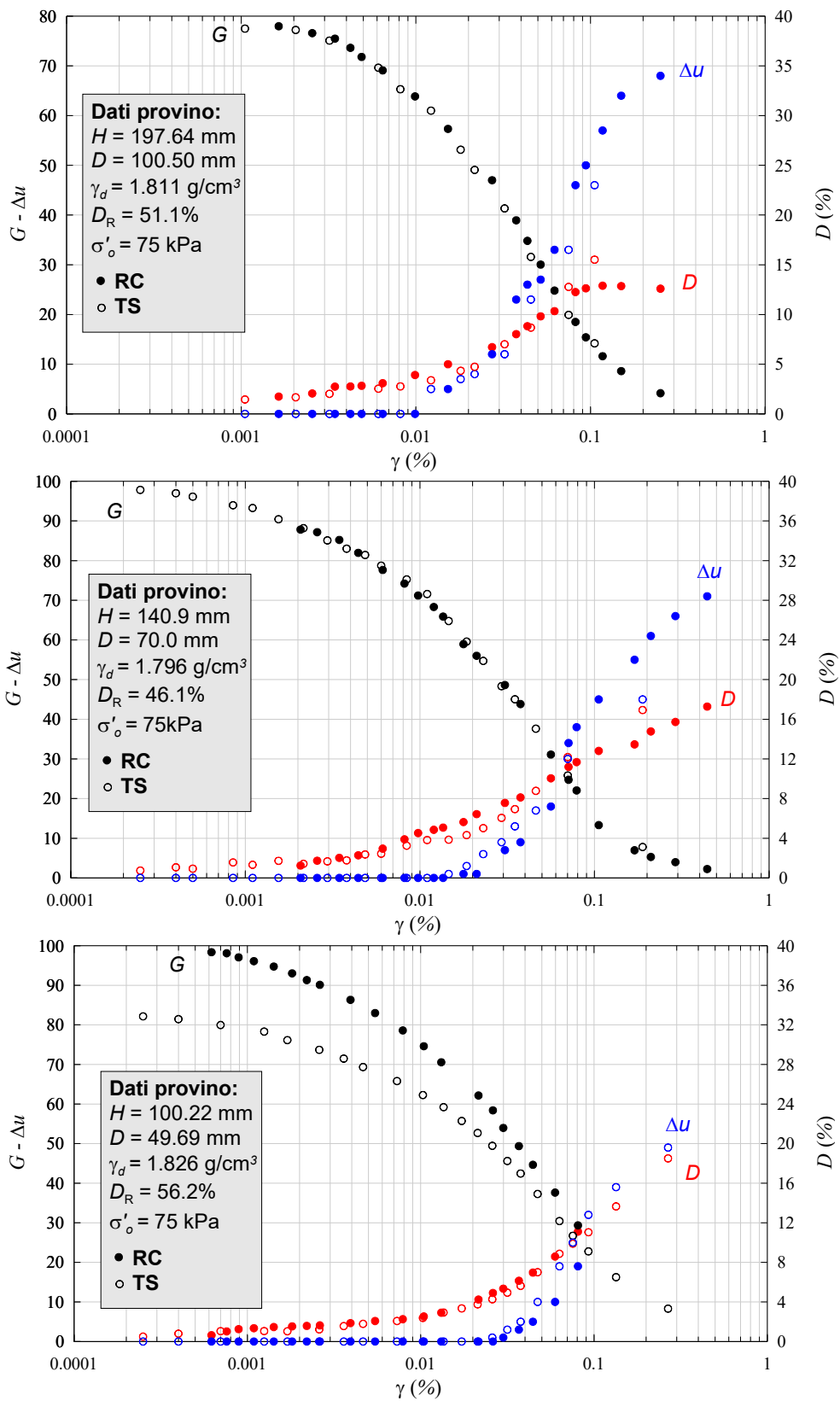


Figura 4.17 Andamento del modulo di taglio G , delle sovrappressioni interstiziali Δu e del rapporto di smorzamento D al crescere del livello deformativo γ , per una prova di colonna risonante e taglio torsionale per i provini a50, b50 e c50e tensione efficace σ'_o di 75 kPa

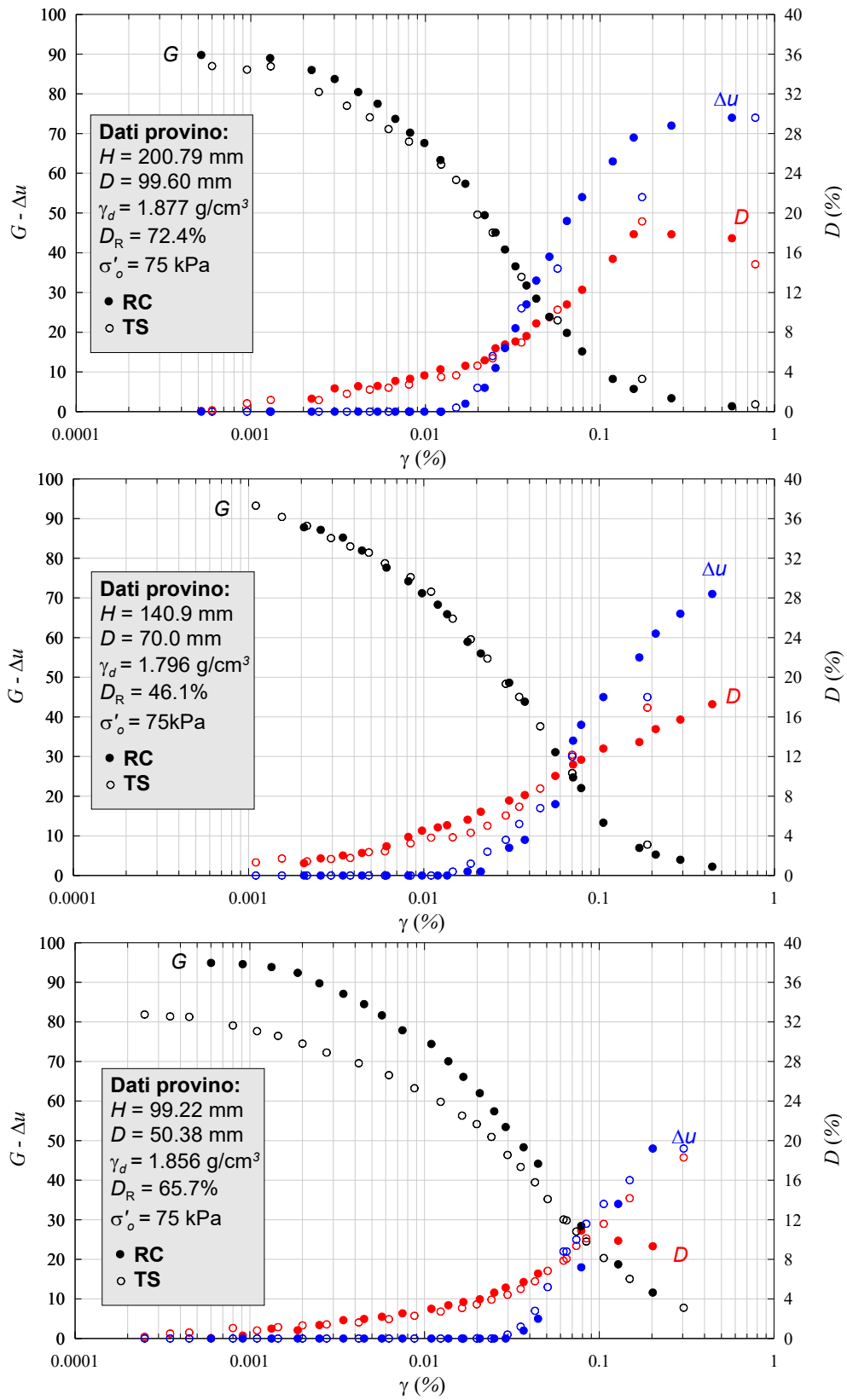


Figura 4.18 Andamento del modulo di taglio G , delle sovrappressioni interstiziali Δu e del rapporto di smorzamento D al variare del livello deformativo γ , per una prova di colonna risonante e taglio torsionale per i provini a70, b70 e c70 e tensione efficace σ'_o di 75 kPa.

Al fine di comparare, non solo graficamente, ma anche analiticamente i risultati ottenuti dalle prove cicliche e dinamiche di colonna risonante e di taglio torsionale ciclico, si è ritenuto opportuno calcolare il modulo di taglio G_0 per bassi livelli deformativi.

Inoltre, è stato utilizzato il modello analitico *sig3-model* già largamente ricorrente in letteratura ed implementato in diversi codici di calcolo non lineari presenti in commercio, come ad esempio il codice di calcolo FLACTM, così da interpolare i risultati ottenuti. Il modello introdotto è descritto dalla relazione analitica presentata nell'equazione 4.21.

Per quanto concerne invece i risultati in termini di sovrappressioni interstiziali indotte (Δu), questi sono stati interpolati mediante l'utilizzo di un modello simile al *model-sig3* (equazione 4.22).

$$G = G_0 \left[\frac{1}{1 + e^{\frac{(c - \log_{10} \gamma)}{b}}} \right] \quad (4.21)$$

$$\Delta u = \sigma'_0 \left[\frac{e^{\frac{(a - \log_{10} \gamma)}{d}}}{1 + e^{\frac{(a - \log_{10} \gamma)}{d}}} \right] \quad (4.22)$$

Le Figure 4.19-4.24 presentano, per tutte le prove eseguite (quindi per tutte le dimensioni ed i valori di densità relativa), le interpolazioni realizzate tramite i modelli analitici introdotti con le equazioni 4.21 e 4.22. Ciascuna figura riassume i risultati sperimentali, le funzioni di interpolazione ed i relativi parametri. Viene inoltre individuata la soglia volumetrica γ_v , definita dal raggiungimento di sovrappressione interstiziale pari al 5% della tensione efficace media, ed il rispettivo valore del modulo di taglio.

I dati mostrati nelle Figure 4.19-4.24 vengono anche espressi in forma adimensionale (Figure 4.26-31) mediante le seguenti normalizzazioni:

- il modulo di taglio G viene normalizzato rispetto al rispettivo valore a basse deformazioni G_0
- le sovrappressioni interstiziali indotte vengono normalizzate rispetto alla tensione efficace media σ'_o (75 kPa)

Le equazioni che descrivono i modelli analitici normalizzati sono le seguenti:

$$\frac{G}{G_0} = \left[\frac{1}{1 + e^{\frac{(c - \log_{10} \gamma)}{b}}} \right] \quad (4.23)$$

$$\frac{\Delta u}{\sigma'_o} = \left[\frac{e^{\frac{(a - \log_{10} \gamma)}{d}}}{1 + e^{\frac{(a - \log_{10} \gamma)}{d}}} \right] \quad (4.24)$$

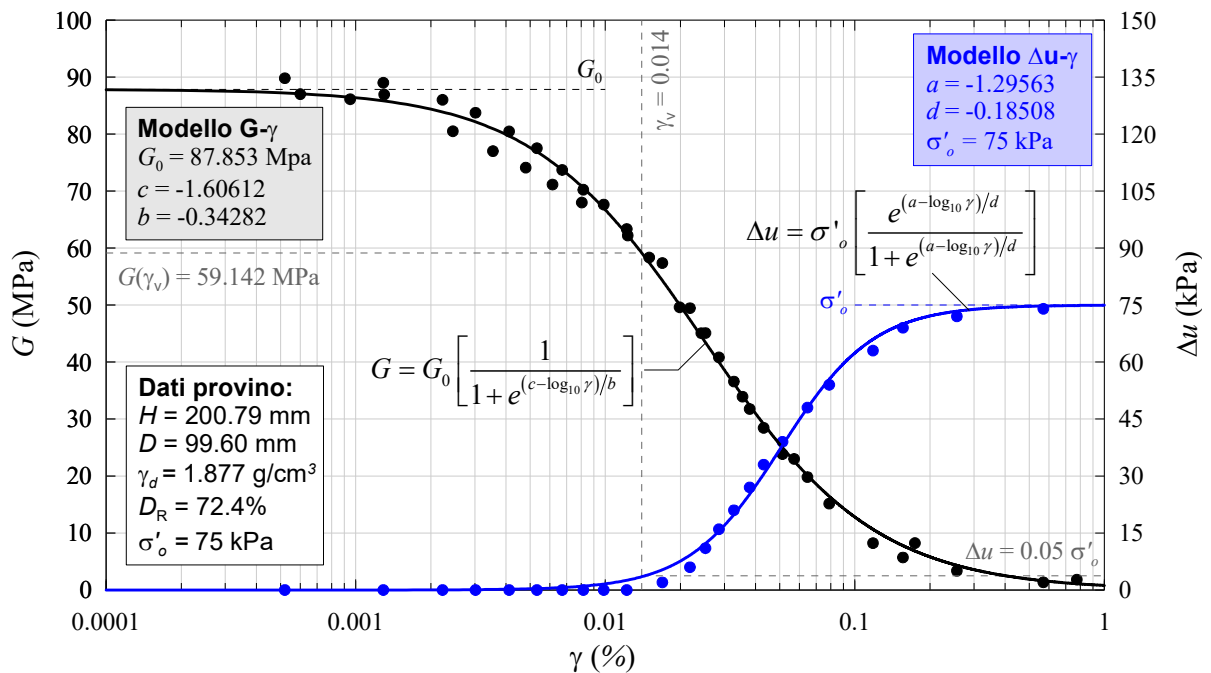


Figura 4.19 Andamento della curva di decadimento modulo di taglio G e della curva delle sovrappressioni interstiziali Δu all'aumentare del livello deformativo γ per provino di 100 mm di diametro nominale, densità relativa D_R del 72.4 % e tensione efficace σ'_o di 75 kPa.

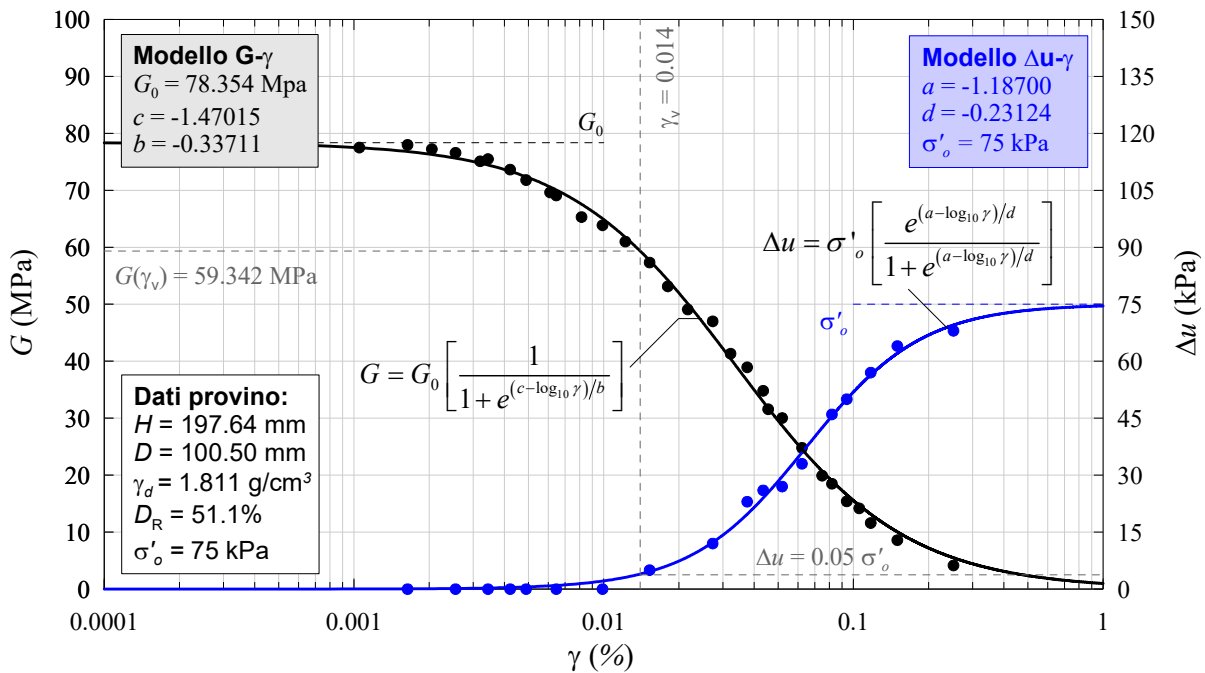


Figura 4.20 Andamento della curva di decadimento modulo di taglio G e della curva delle sovrappressioni interstiziali Δu all'aumentare del livello deformativo γ per provino di 100 mm di diametro nominale, densità relativa D_R del 51.1 % e tensione efficace σ'_o di 75 kPa.

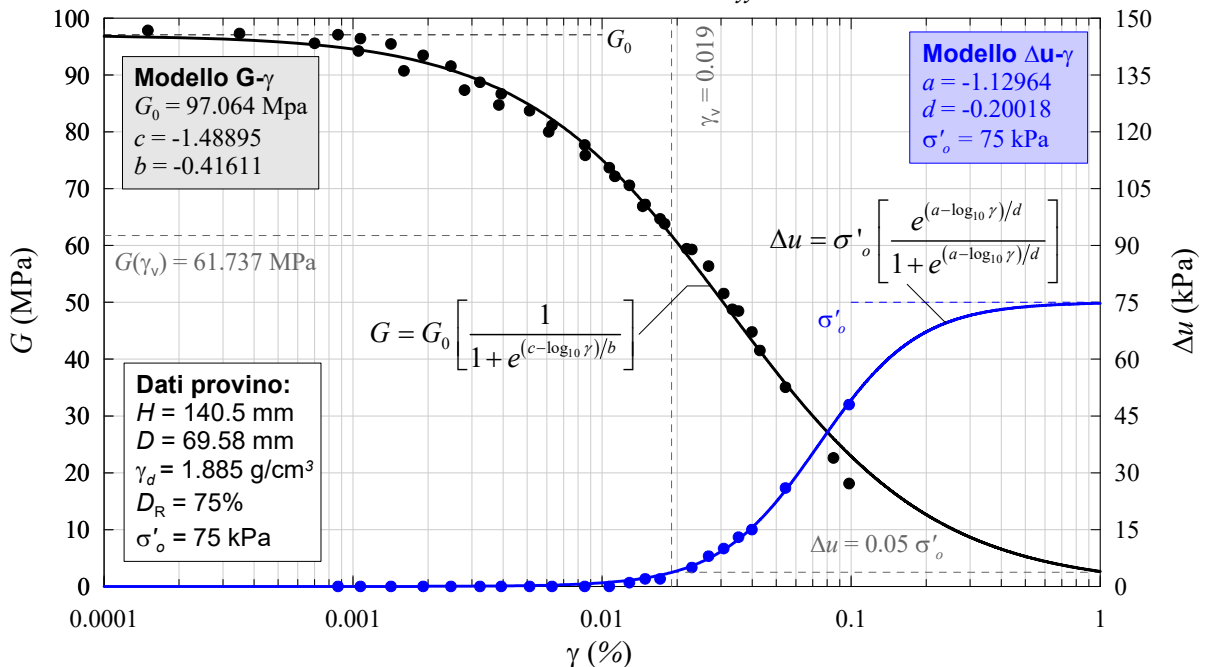


Figura 4.21 Andamento della curva di decadimento modulo di taglio G e della curva delle sovrappressioni interstiziali Δu all'aumentare del livello deformativo γ per provino di 70 mm di diametro nominale, densità relativa D_R del 75 % e tensione efficace σ'_o di 75 kPa.

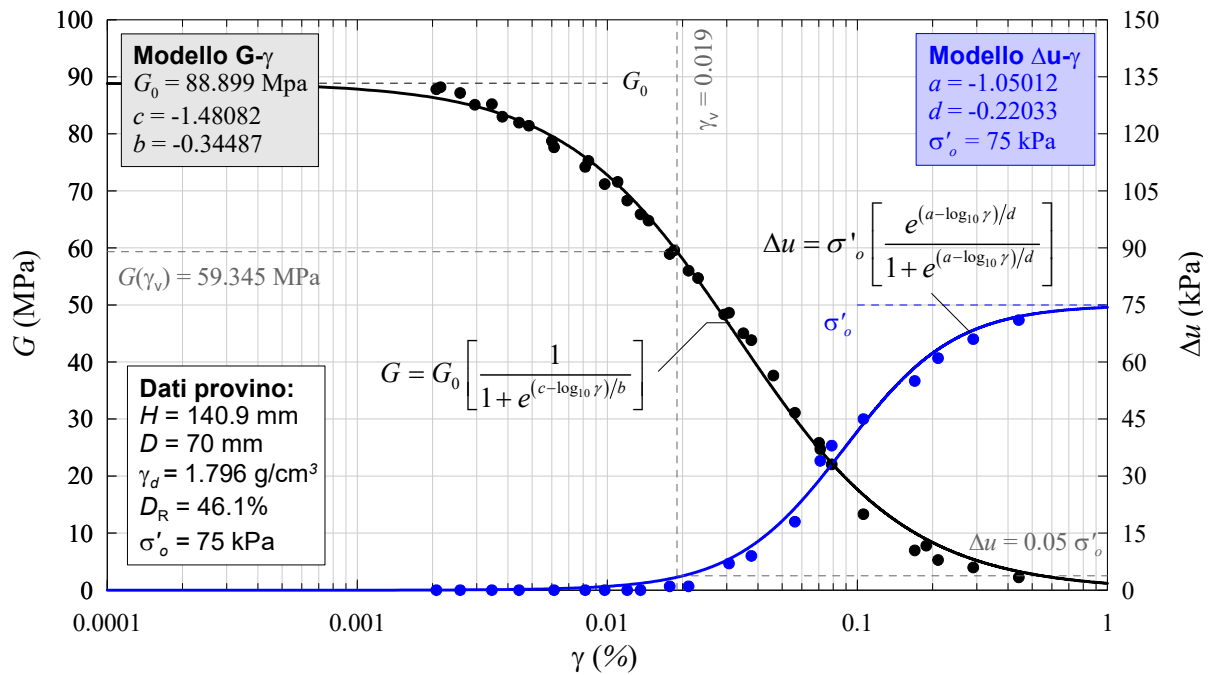


Figura 4.22 Andamento della curva di decadimento modulo di taglio G e della curva delle sovrappressioni interstiziali Δu all'aumentare del livello deformativo γ per provino di 70 mm di diametro nominale, densità relativa D_R del 46.1 % e tensione efficace σ'_o di 75 kPa.

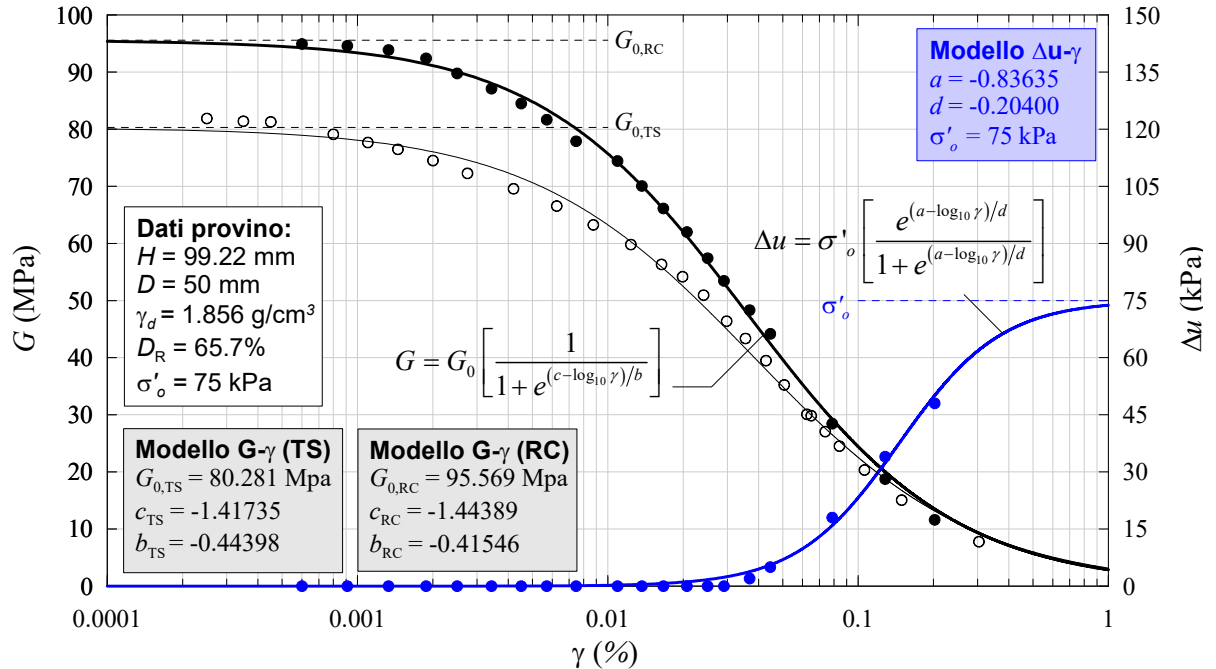


Figura 4.23 Andamento della curva di decadimento modulo di taglio G e della curva delle sovrappressioni interstiziali Δu all'aumentare del livello deformativo γ per provino di 50 mm di diametro nominale, densità relativa D_R del 65.7 % e tensione efficace σ'_o di 75 kPa.

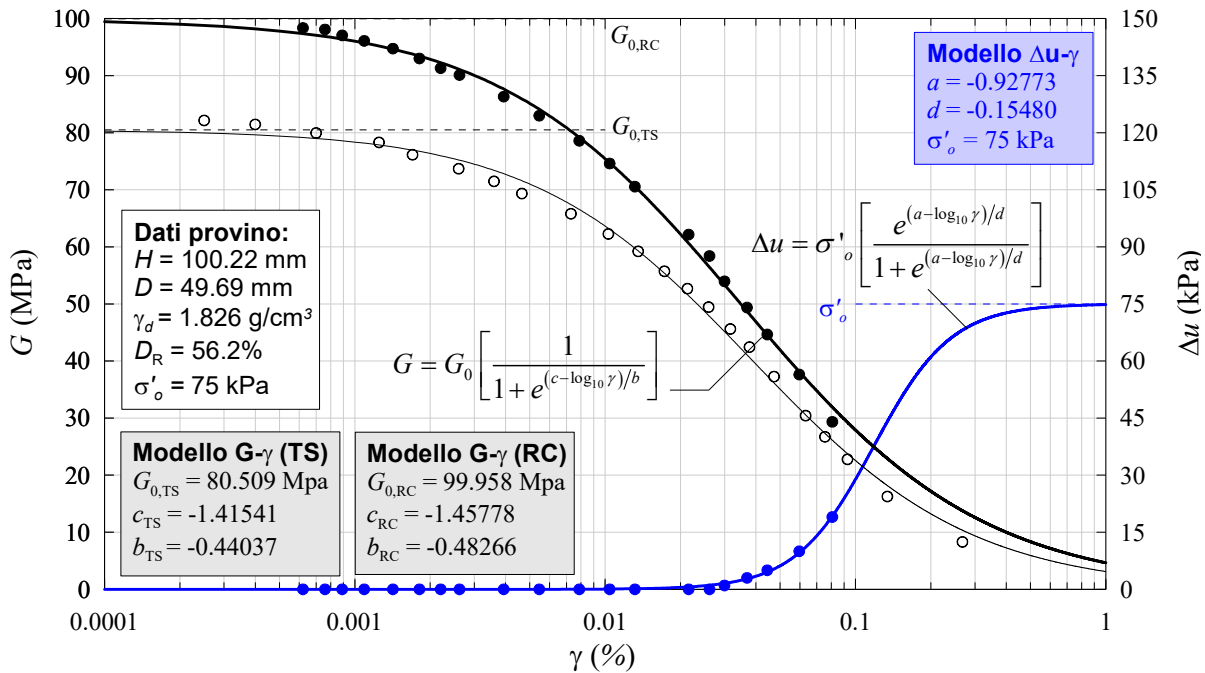


Figura 4.24 Andamento della curva di decadimento modulo di taglio G e della curva delle sovrappressioni interstiziali Δu all'aumentare del livello deformativo γ per provino di 50 mm di diametro nominale, densità relativa D_R del 56.2 % e tensione efficace σ'_o di 75 kPa.

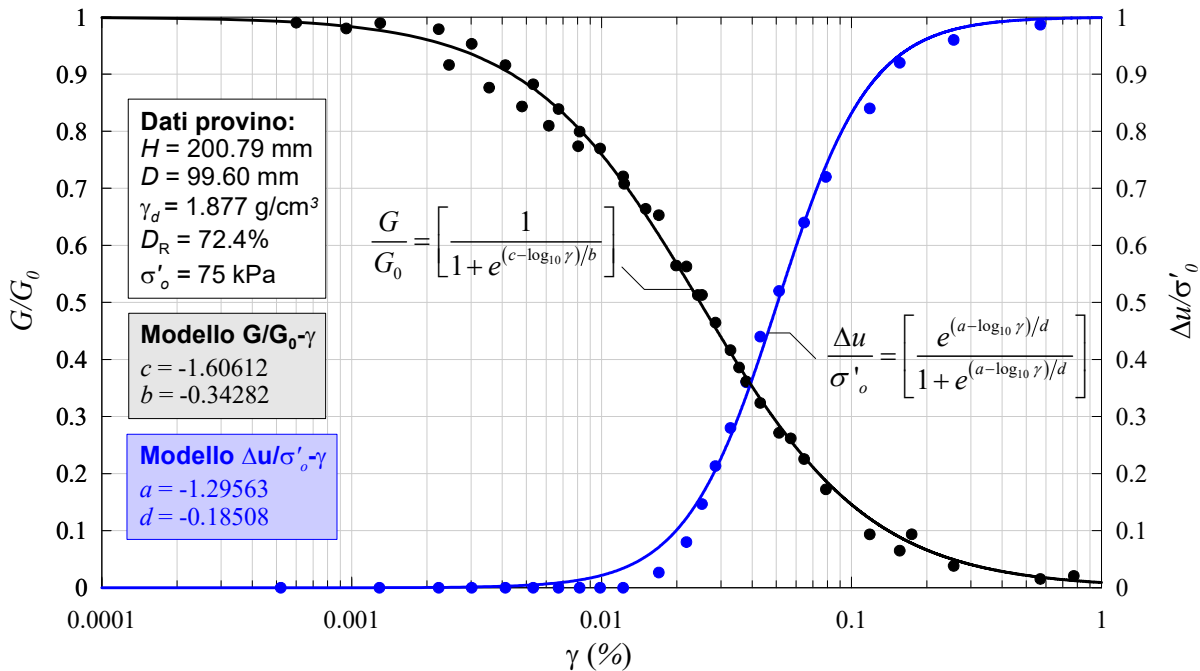


Figura 4.25 Andamento dei rapporti G/G_0 e $\Delta u/\sigma'_o$ al variare del livello deformativo γ per provino di 100 mm di diametro nominale, densità relativa D_R del 72.4 % e tensione efficace σ'_o di 75 kPa.

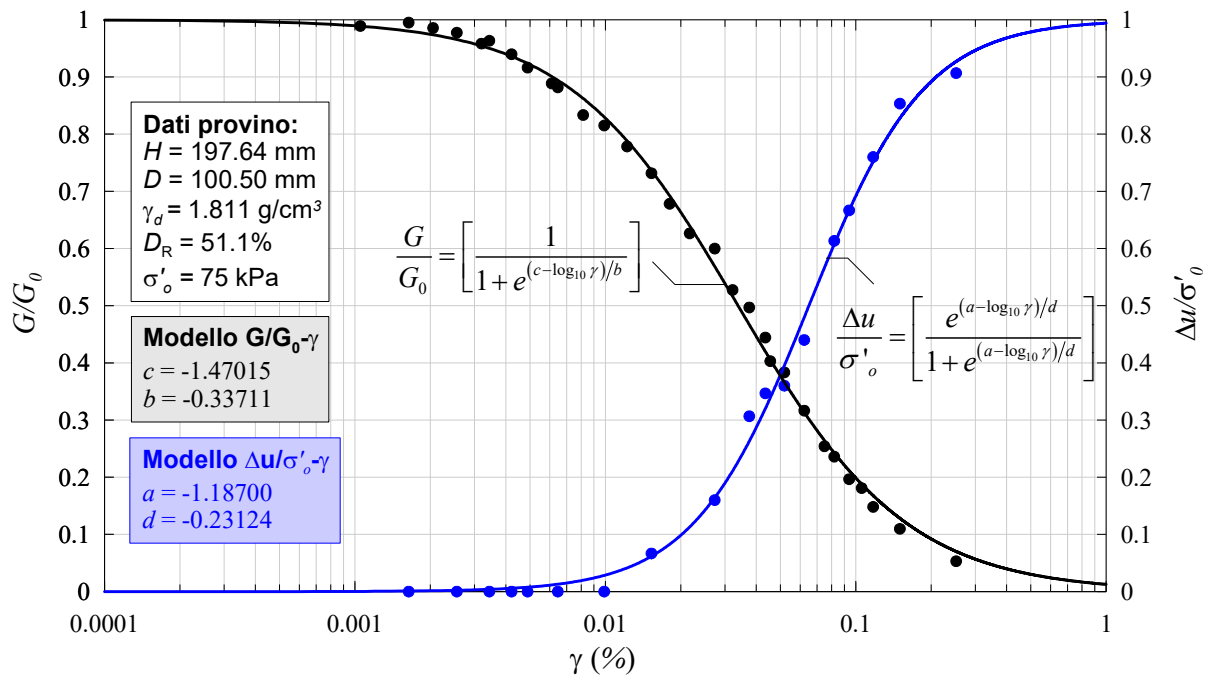


Figura 4.26 Andamento dei rapporti G/G_0 e $\Delta u/\sigma'_o$ al variare del livello deformativo γ per provino di 100 mm di diametro nominale, densità relativa D_R del 51.1 % e tensione efficace σ'_o di 75 kPa.

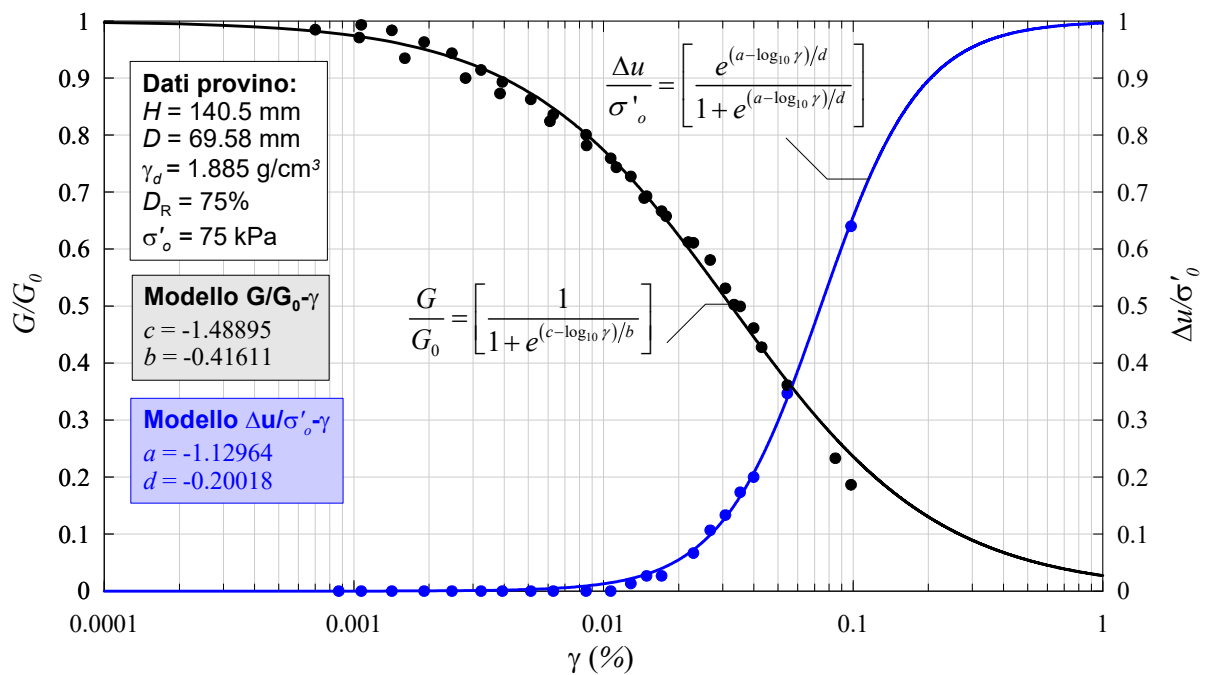


Figura 4.27 Andamento dei rapporti G/G_0 e $\Delta u/\sigma'_o$ al variare del livello deformativo γ per provino di 70 mm di diametro nominale, densità relativa D_R del 75 % e tensione efficace σ'_o di 75 kPa.

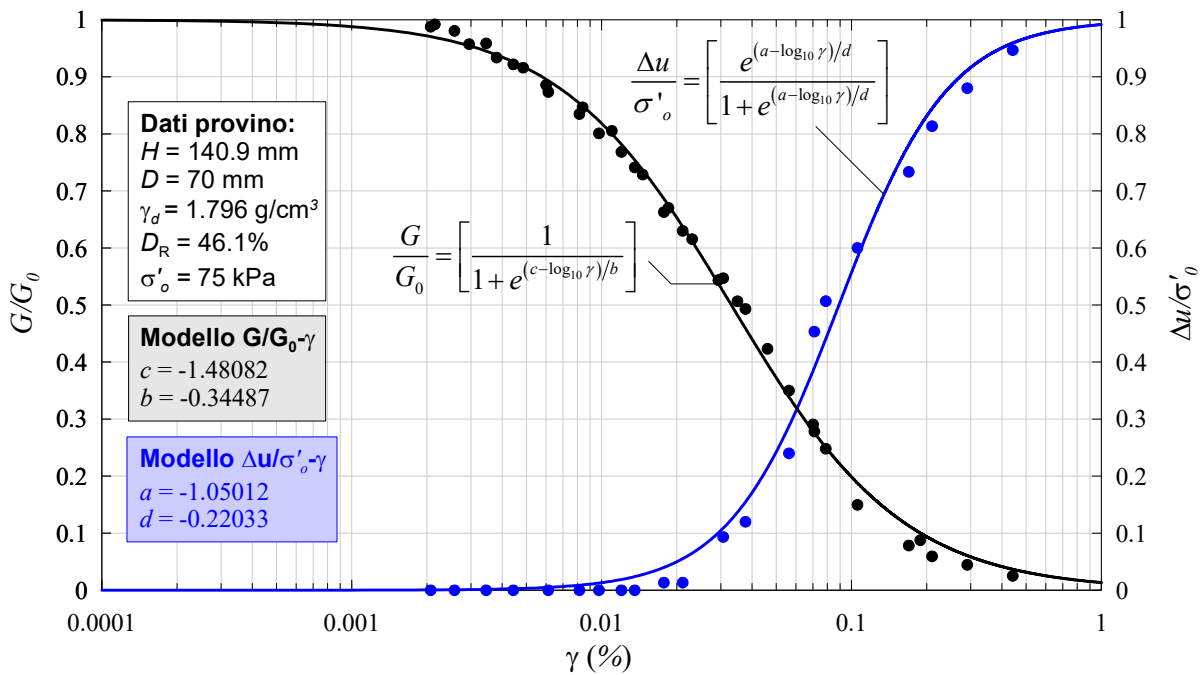


Figura 4.28 Andamento dei rapporti G/G_0 e $\Delta u/\sigma'_o$ al variare del livello deformativo γ per provino di 70 mm di diametro nominale, densità relativa D_R del 46.1 % e tensione efficace σ'_o di 75 kPa.

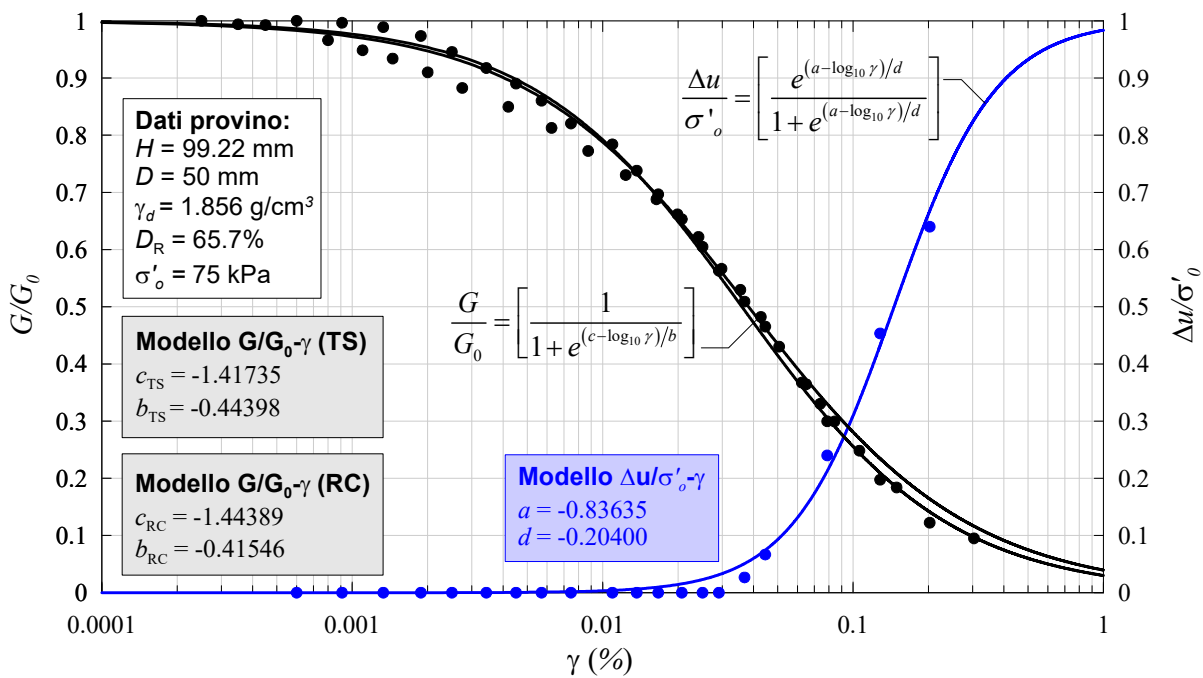


Figura 4.29 Andamento dei rapporti G/G_0 e $\Delta u/\sigma'_o$ al variare del livello deformativo γ per provino di 50 mm di diametro nominale, densità relativa D_R del 65.7 % e tensione efficace σ'_o di 75 kPa.

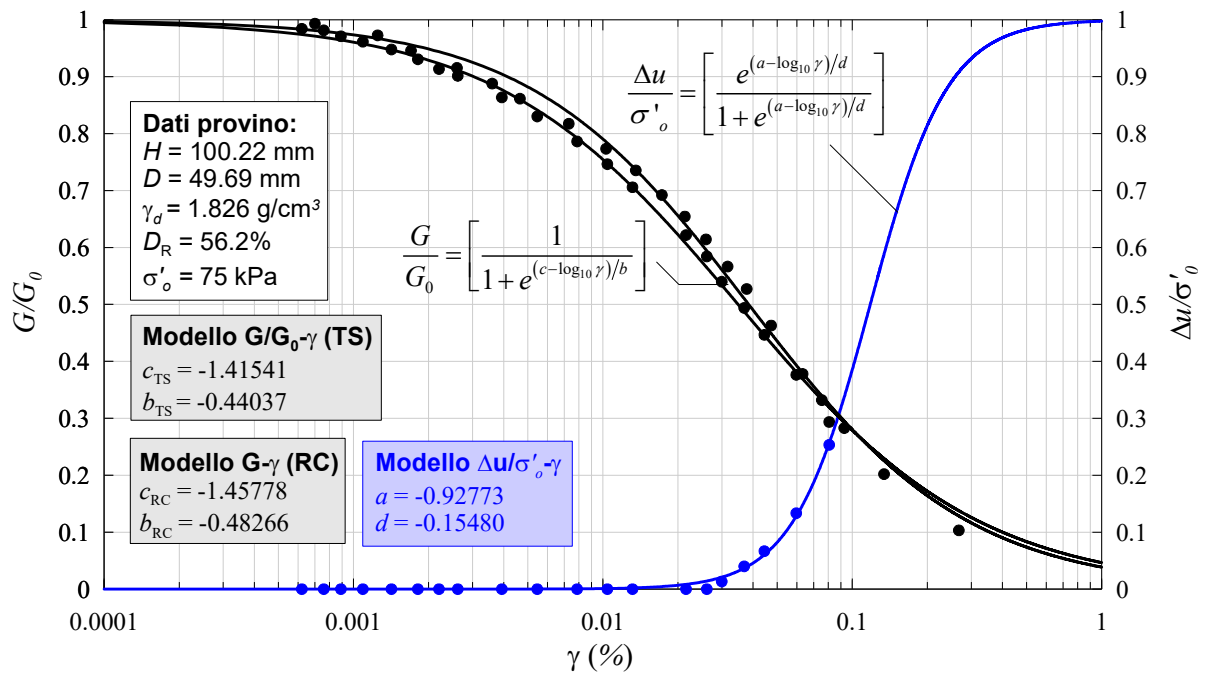


Figura 4.30 Andamento dei rapporti G/G_0 e $\Delta u/\sigma'_0$ al variare del livello deformativo γ per provino di 50 mm di diametro nominale, densità relativa D_R del 56.2 % e tensione efficace σ'_0 di 75 kPa.

I modelli analitici proposti risultano riprodurre in maniera soddisfacente il dato sperimentale relativo all'andamento del modulo di taglio normalizzato G/G_0 e al rapporto di sovrappressioni interstiziali $\Delta u/\sigma'_0$. A tal proposito, tali risultati vengono comparati nelle Figure 4.31 e 4.32, rispettivamente per densità relative del 70% e del 50%. Si è potuto osservare come le dimensioni del provino influenzino l'andamento delle curve dei rapporti G/G_0 e $\Delta u/\sigma'_0$ per prove eseguite su provini con densità relativa del 70%. Al contempo, si evidenzia la progressiva stabilizzazione delle soglie volumetriche indeterminate per provini di 100 mm di diametro.

Invece, se si osservano le curve di decadimento per provini con densità relativa del 50%, queste non mostrano un'influenza legate alle dimensioni del provino già a partire da valori del diametro di 70 mm, per i quali si registra una stabilizzazione dei risultati mostrati. Ugualmente però, si registra l'incidenza del valore del diametro del provino relativamente la definizione della soglia volumetrica.

Dunque, fatte le dovute osservazioni precedentemente espote, è possibile giungere alla conclusione che al fine di poter adeguatamente rappresentare la risposta dinamica del terreno in esame, per i provini caratterizzati dai valori di densità relativa considerati, è preferibile fare riferimento ai risultati del provino di 100 mm diametro, il quale garantisce un rapporto d_{\max}/D pari ad un 1/20.

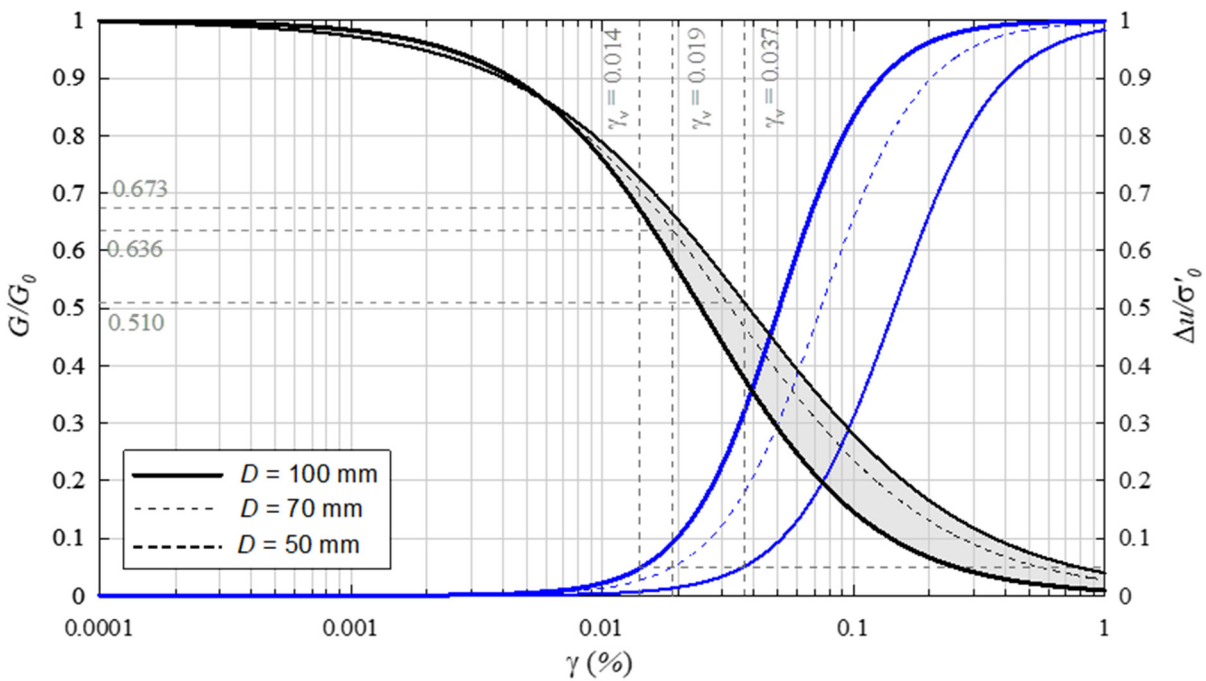


Figura 4.31 Incidenza del valore di diametro del provino sull'andamento delle curve G/Go e $\Delta u/\sigma'o$, e sulla determinazione della soglia volumetrica, per valori densità relativa D_R nominale del 70 % e tensione efficace $\sigma'o$ di 75 kPa

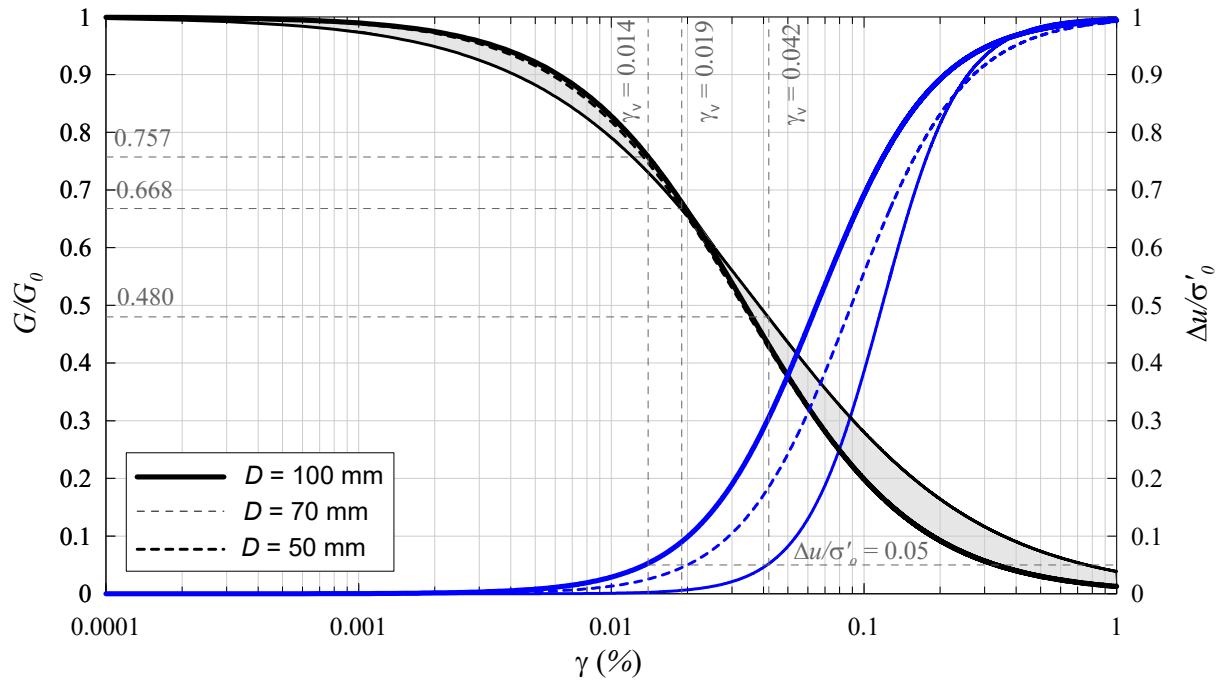


Figura 4.32 Incidenza del valore di diametro del provino sull'andamento delle curve G/G_0 e $\Delta u/\sigma'_0$, e sulla determinazione della soglia volumetrica, per valori densità relativa D_R nominale del 50 % e tensione efficace σ'_0 di 75 kPa

CAPITOLO 5

5 CALIBRAZIONE DEL SIMULATORE SISMICO

Al fine di comprendere e studiare le caratteristiche statiche e dinamiche del nuovo simulatore sismico in dotazione all'EUROLAB-CERISI dell'Università degli Studi di Messina, sono stati condotti test statici e dinamici. Inoltre, è stata progettata ed eseguita una campagna sperimentale per la calibrazione del sistema di deposizione. I test statici sono stati eseguiti al fine di dimostrare che le condizioni di deformazione piana nel terreno contenuto all'interno del contenitore ESB sono effettivamente verificate. I test dinamici sono stati condotti con lo scopo di studiare e caratterizzare le prestazioni dell'attrezzatura. In generale, è infatti opportuno conoscere le potenzialità della strumentazione, nonché i limiti di quest'ultima, al fine di poter adeguatamente progettare prove in maniera rigorosa, riducendo al minimo errori di valutazione sui risultati ottenuti eventualmente indotti dallo stesso funzionamento dell'apparecchiatura, il quale deve essere noto ed opportunamente considerato al fine di interpretare al meglio la prova. Invece, la calibrazione del sistema di deposizione è stata condotta al fine di comprendere la possibilità, legata alle potenzialità della strumentazione, di realizzare modelli in terra interni al contenitore ESB, caratterizzati da densità relative differenti.

Per l'esecuzione dei vari test precedentemente introdotti è stata utilizzata, per riempire il contenitore, la sabbia oggetto di studio della campagna sperimentale

presentata nel Capitolo 4. In Tabella 5.1, vengono riassunte le principali caratteristiche del materiale ottenute da prove di laboratorio; in tabella d_{\max} è il diametro massimo dei grani, $D_{60-30-10}$ sono i valori di diametro corrispondenti nella curva granulometrica al 60-30-10% del passante in peso, G_s è il peso specifico dei grani, γ_{\min} e γ_{\max} la densità minima e massima, e_{\min} ed e_{\max} l'indice dei vuoti minimo e massimo e $G_0(70\%)$ e $G_0(50\%)$ il modulo di taglio per terreni al 70% ed al 50% di densità relativa D_R .

Classificazione AGI	Sabbia con ghiaia
d_{\max}	4.75 mm
D_{60}	2.35 mm
D_{30}	1.12 mm
D_{10}	0.45 mm
G_s	2,643 g/cm ³
γ_{\min}	1.67 g/cm ³
γ_{\max}	1.97 g/cm ³
e_{\min}	0.34
e_{\max}	0.58
$G_0(D_R=70\%)$	87.85 MPa
$G_0(D_R=50\%)$	78.35 MPa

Tabella 5.1 Caratteristiche della sabbia utilizzata

5.1 Test Statici

Come è noto, le condizioni iniziali ed al contorno di un campione di terreno rappresentano un aspetto importante nella pianificazione, realizzazione ed esecuzione delle prove su modelli in media e larga scala. Costruire correttamente un modello in laboratorio significa riprodurre, per quanto possibile, le stesse condizioni di tensione

e deformazione del deposito di terreno oggetto di studio (prototipo). Con riferimento a questo aspetto dell'attività di laboratorio, il contenitore flessibile ESB oggetto del presente studio, è adatto per eseguire prove in una sola direzione, per le quali è necessario garantire condizioni di deformazione piana del modello. È dunque necessario studiare la deformabilità delle pareti laterali (longitudinali) del contenitore, al fine di verificare che esso, per effetto delle pressioni applicate dal terreno, subisca deformazioni trasversali molto piccole (teoricamente nulle), garantendo le cosiddette condizioni di spinta a riposo (condizioni k_0). In altre parole, è necessario che non si destino nel modello stati limite attivi dovuti ad una deformazione eccessiva delle pareti del contenitore.

Per valutare la deformabilità delle pareti laterali del contenitore, sono state eseguite una serie di misurazioni lungo l'altezza delle pareti in diverse fasi di riempimento. Un sistema di monitoraggio laser-tracker (Leica AT930) è stato utilizzato per misurare le coordinate di 56 punti sulle pareti laterali (28 per ciascun lato) e di 26 punti di riferimento sulla piattaforma della tavola vibrante. I punti monitorati sono stati localizzati prevalentemente nella parte centrale delle pareti del contenitore, in quanto è questa la zona interessata da maggiori deformazioni durante le fasi di riempimento. La Figura 5.1 mostra la posizione dei punti monitorati lungo una delle pareti laterali indicata come SX.

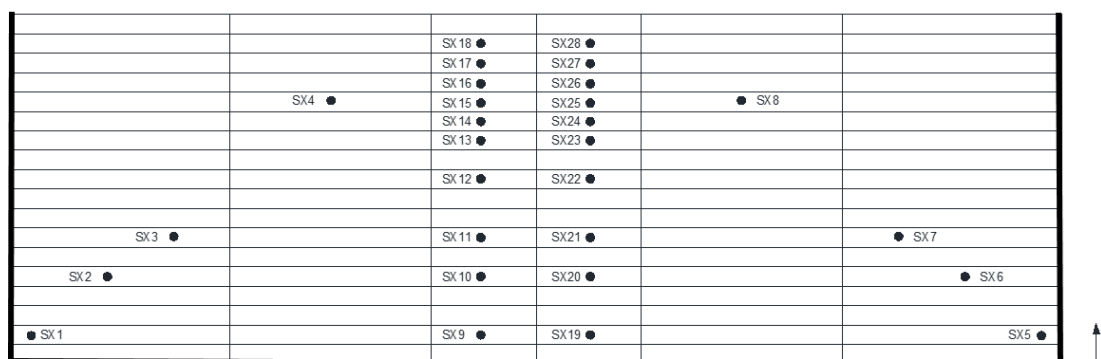


Figura 5.1 Collocamento dei punti monitorati lungo la parete laterale (SX) del contenitore

In Tabella 5.2 sono riassunte le caratteristiche del laser-tracker utilizzato: la precisione nelle direzioni ortogonali x, y e z; la precisione angolare; la precisione della distanza Absolute Interferometer (AIFM), derivante dall'integrazione sia della tecnologia ADM (Absolute Distance Meter - Distanziometro Assoluto) che di quella dell'interferometro in un'unica unità di misura chiamata Interferometro Assoluto (AIFM); la precisione relativa all'aggancio dinamico; l'Orient to Gravity (OTG), funzione che consente all'utente di misurare con l'asse Z allineato alla gravità; la resistenza a polvere o acqua; la temperatura di esercizio e la cadenza di acquisizione dei dati.

Strumento	Laser Tracker LEICA AT930
Precisione	$U_{x,y,z} = \pm 15 \mu\text{m} + 6 \mu\text{m/m}$
Precisione angolare	$U_{x,y,z} = \pm 15 \mu\text{m} + 6 \mu\text{m/m}$
Precisione della distanza AIFM	$\pm 0.5 \mu\text{m/m}$
Aggancio dinamico	$\pm 10 \mu\text{m/m}$
Orient to Gravity (OTG)	$U_{z(\text{OTG})} = \pm 15 \mu\text{m} + 8 \mu\text{m/m}$
Polvere/Acqua	IP54
Temperatura d'esercizio	da 0°C a 40°C
Cadenza uscita dei dati	1000 punti/sec

Tabella 5.2 Caratteristiche tecniche dello strumento di monitoraggio

Il processo di riempimento della sabbia è stato eseguito in sette fasi fino a un'altezza finale di 1910 mm. Per ogni fase sono stati registrati gli spostamenti orizzontali riscontrati da ciascun punto monitorato. Sono stati inoltre valutati lo

spostamento orizzontale cumulato e quello netto per ogni fase di riempimento. Il contenitore è stato riempito con la sabbia descritta nel Capitolo 4.

Nella prima fase, la sabbia è stata versata nella scatola fino a un'altezza di 500 mm, corrispondente ad un rapporto di riempimento del 26% circa; nelle fasi seguenti l'altezza della sabbia è stata portata a 1000 mm (52%), 1200 mm (63%), 1400 mm (73%), 1600 mm (84%), 1800 mm (94%) e 1910 mm (100%).

La Figura 5.2 mostra i risultati delle misurazioni in termini di spostamento orizzontale dei punti situati lungo la parte centrale della parete laterale sinistra della scatola laminare (punti SX9-SX18 e SX19-SX28). Come mostrato nelle Figure 5.2a e 5.2b, rispetto alla parete laterale SX, le deflessioni della parete aumentano progressivamente dal fondo alla sommità del contenitore all'aumentare dell'altezza del deposito interno al contenitore. L'effetto delle pressioni orizzontali che il terreno esercita sulla deformazione della parete si osserva sia nella parte della parete a contatto con la sabbia riempita (linee spesse nelle Figure 5.2a, 5.2b) che nella parte vuota (libera) superiore del contenitore (linee sottili nelle Figure 5.2a, 5.2b).

Al termine della procedura di riempimento è stato raggiunto uno spostamento cumulato massimo della parete di 0.405 mm nella parte superiore del contenitore. Questo valore di spostamento finale del campione di terreno (0.405 mm) è stato valutato misurando la media delle misurazioni effettuate nei punti SX18 e SX28, che presentano uno spostamento maggiore, in quanto punti sommitali.

Al fine di verificare che il campione di terreno non presenti uno stato limite attivo, è stato utile valutare l'effettivo spostamento orizzontale relativo netto tra terreno e parete. Lo spostamento netto viene calcolato, per ciascun punto, sottraendo allo spostamento cumulato la quantità misurata nella fase in cui la sabbia non aveva ancora raggiunto l'altezza del punto considerato. La Figura 5.2c mostra la

distribuzione degli spostamenti netti del terreno a tergo della parete considerando le deformazioni di quest'ultima durante ogni fase di riempimento. Al 100% del riempimento ($H = 1910$ mm), il terreno manifesta uno spostamento netto massimo di 0.265 mm ad una distanza di 1200 mm dal fondo del contenitore (valore medio delle misurazioni effettuate nei punti SX13 e SX23). Di conseguenza, lo spostamento laterale (trasversale) netto massimo sperimentato dal campione di terreno durante la procedura di riempimento è di circa $0.14 H/1000$, che è inferiore allo spostamento richiesto per raggiungere lo stato limite attivo nelle sabbie (Clough & Duncan, 1991) di più di un ordine di grandezza.

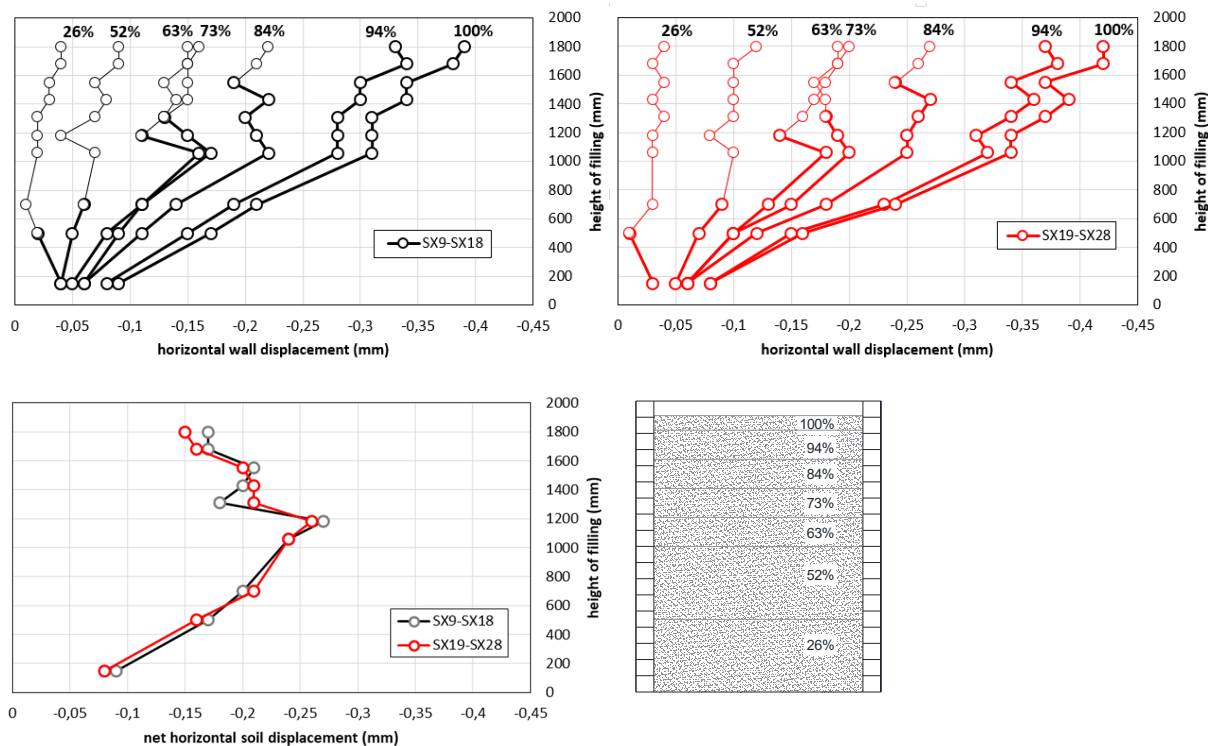


Figura 5.2 Spostamenti orizzontali cumulati sulla parete SX durante le fasi di riempimento nei punti: SX9-SX18 (a). SX19-SX28 (b); spostamento orizzontale netto per un livello di riempimento pari al 100% (c); schema grafico con relativo ai livelli di riempimento (d) - Bandini, V. et al. (2019).

5.2 Test Dinamici

È fondamentale conoscere le capacità ed i limiti operativi del simulatore sismico, per fare in modo che il campione sperimenti lo stato tensionale desiderato durante le prove. A tal fine è essenziale studiare la capacità della tavola vibrante di riprodurre le storie temporali desiderate e gli effetti derivanti dall'interazione tra le pareti laterali del contenitore ed il terreno durante le prove.

I test dinamici presentati in questo capitolo sono stati condotti con il contenitore flessibile interamente riempito, poiché, come suggerito da (Luco et al., 2010), potrebbero esserci interazioni dinamiche tra il campione e la tavola; tuttavia sono state riservate considerazioni relative anche al sistema privo di sabbia all'interno del contenitore, frutto di test eseguiti a contenitore vuoto. La condizione in cui si ha il contenitore pieno rappresenta la condizione più gravosa per l'intera apparecchiatura.

5.2.1 Database

Per eseguire i test dinamici è stata selezionata una serie di accelerogrammi desunti dai database ITACA e PEER (Luzi et al., 2017; Ancheta et al., 2013). Con riferimento alle registrazioni accelerometriche selezionate la Tabella 5.3 elenca i segnali e le relative informazioni.

La Tabella 5.4 elenca, più in dettaglio, la distanza Joyner & Boore R_{jb} della stazione sismica, i valori della magnitudo di momento M_w dell'evento sismico, il valore di picco dell'accelerazione a_{max} , l'intensità di Arias I_a , il periodo medio T_m (Rathje et al., 1998), il numero di cicli equivalente N_{eq} (Biondi et al., 2012) e la frequenza predominante f_p .

N	Evento	Database	Data	Stazione	Direzione
1	Irpinia	ITACA	23/11/1980	Bisaccia	N-S
2	Kobe	PEER	16/01/1995	Kobe University	090
3	Loma Prieta	PEER	18/10/1989	Gilroy Array #1	090
4	Northridge-01	PEER	1/17/1994	LA - Wonderland Ave	185
5	San Fernando	PEER	09/02/1971	Pasadena-Old Seismo Lab	270
6	Sicily	ITACA	13/12/1990	Sortino	E-O
7	Umbria Marche 3 rd Shock	ITACA	14/10/1997	Cesi Monte	N-S
8	Friuli 1 st Shock	ITACA	06/05/1976	Tolmezzo	E-O

Tabella 5.3 Informazioni relative agli accelerogrammi selezionati per i test dinamici

N	Evento	M_w	R_{jb} (km)	a_{max} (g)	I_a (cm/s)	T_m (s)	N_{eq}	f_p (Hz)
1	Irpinia	6.90	17.98	0.10	28.53	0.62	11.39	0.44
2	Kobe	6.90	0.92	0.31	81.73	0.38	5.90	0.73
3	Loma Prieta	6.93	9.64	0.49	169.00	0.27	7.59	2.69
4	Northridge-01	6.69	15.11	0.16	20.40	0.26	8.02	2.05
5	San Fernando	6.61	21.50	0.21	34.21	0.24	9.02	3.76
6	Sicily	5.60	24.58	0.11	5.52	0.15	5.33	1.59
7	Umbria Marche 3 rd Shock	5.60	6.20	0.18	11.41	0.18	4.74	3.42
8	Friuli 1 st Shock	6.40	10.22	0.32	120.55	0.37	9.70	1.49

Tabella 5.4 Caratteristiche degli accelerogrammi selezionati per i test dinamici

I dati presentati nella Tabella 5.4 mostrano come gli accelerogrammi selezionati (Target) siano caratterizzati da valori di ampiezza, frequenza e contenuto energetico

variabili in ampi intervalli. Inoltre, per ogni accelerogramma selezionato sono state desunte le relative storie temporali di spostamento. Queste ultime sono state successivamente applicate come segnali di input al sistema servo-idraulico. Nelle Figure 5.3 e 5.4 vengono mostrate rispettivamente le storie temporali in accelerazione e spostamento relative ai segnali selezionati.

Gli accelerogrammi, inoltre, sono stati scelti considerando la capacità in accelerazione del simulatore sismico nelle condizioni di carico massimo. Come evidenziato nella Figura 5.5, in generale, la capacità dell'apparecchiatura in dotazione all'EUROLAB-CERISI, consente di utilizzare i segnali selezionati.

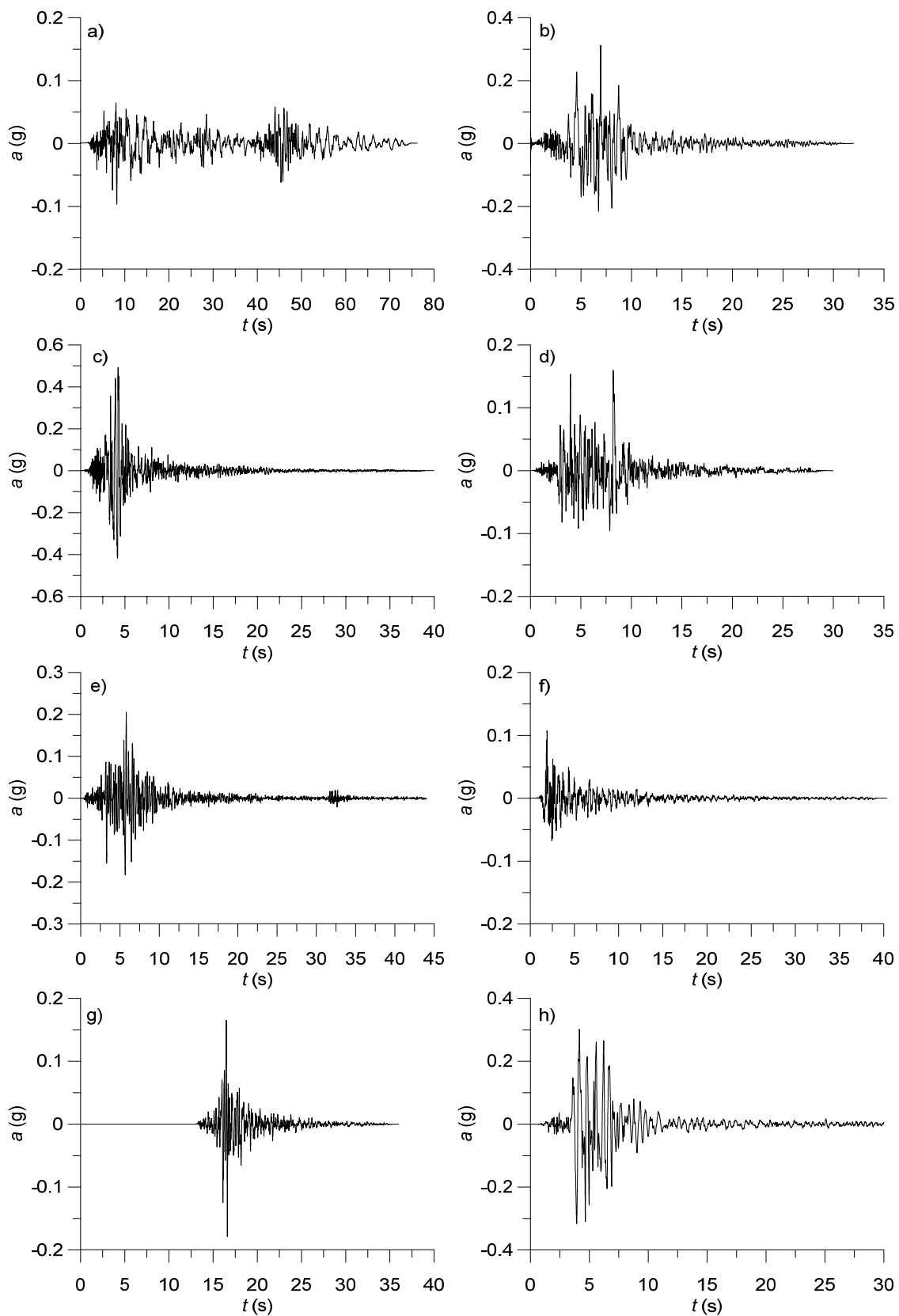


Figura 5.3 Accelerogrammi selezionati per i test dinamici: a) Irpinia b) Kobe c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock

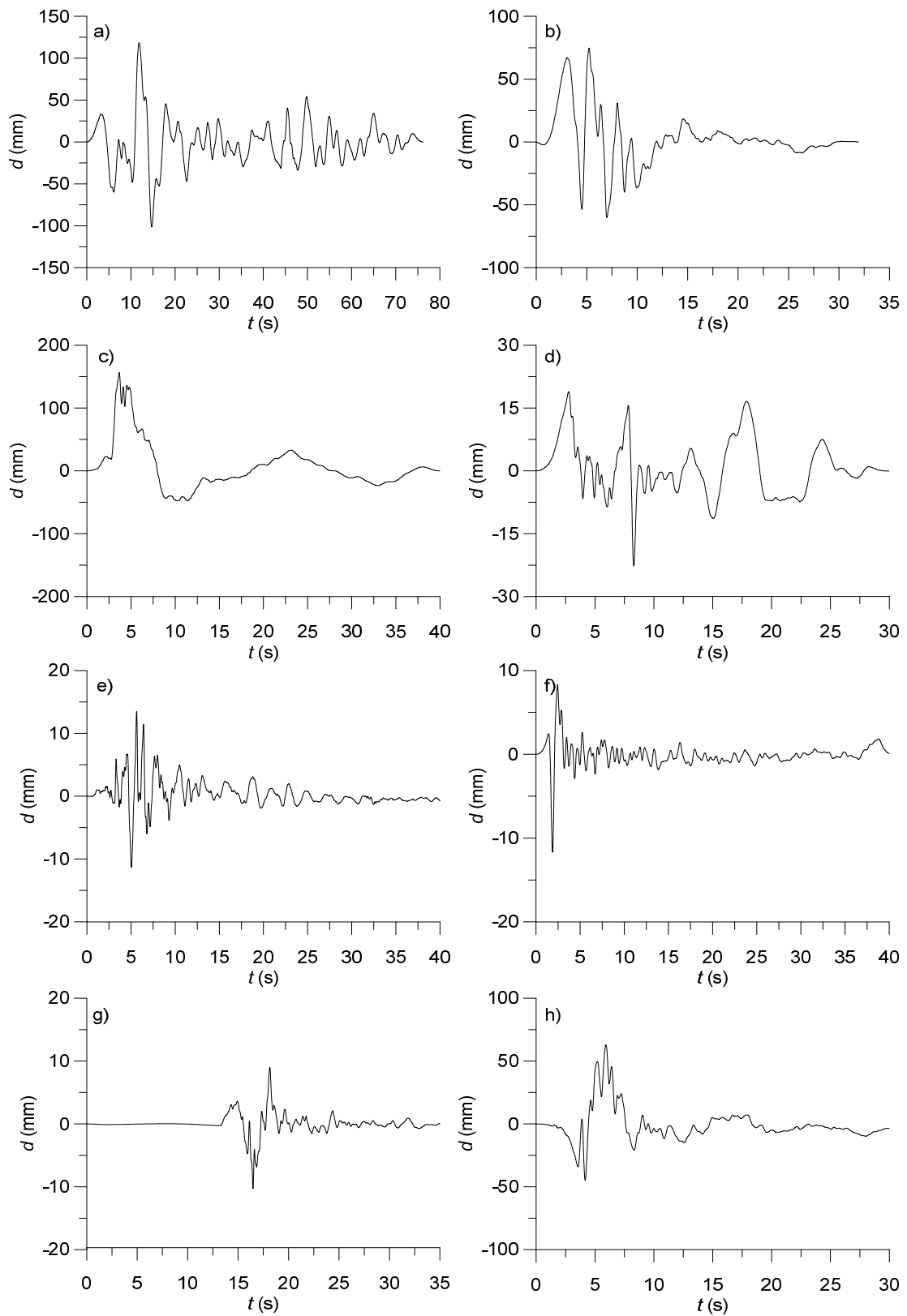


Figura 5.4 Storie temporali di Spostamento desunte dagli accelerogrammi selezionati: a) Irpinia b) Kobe c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock

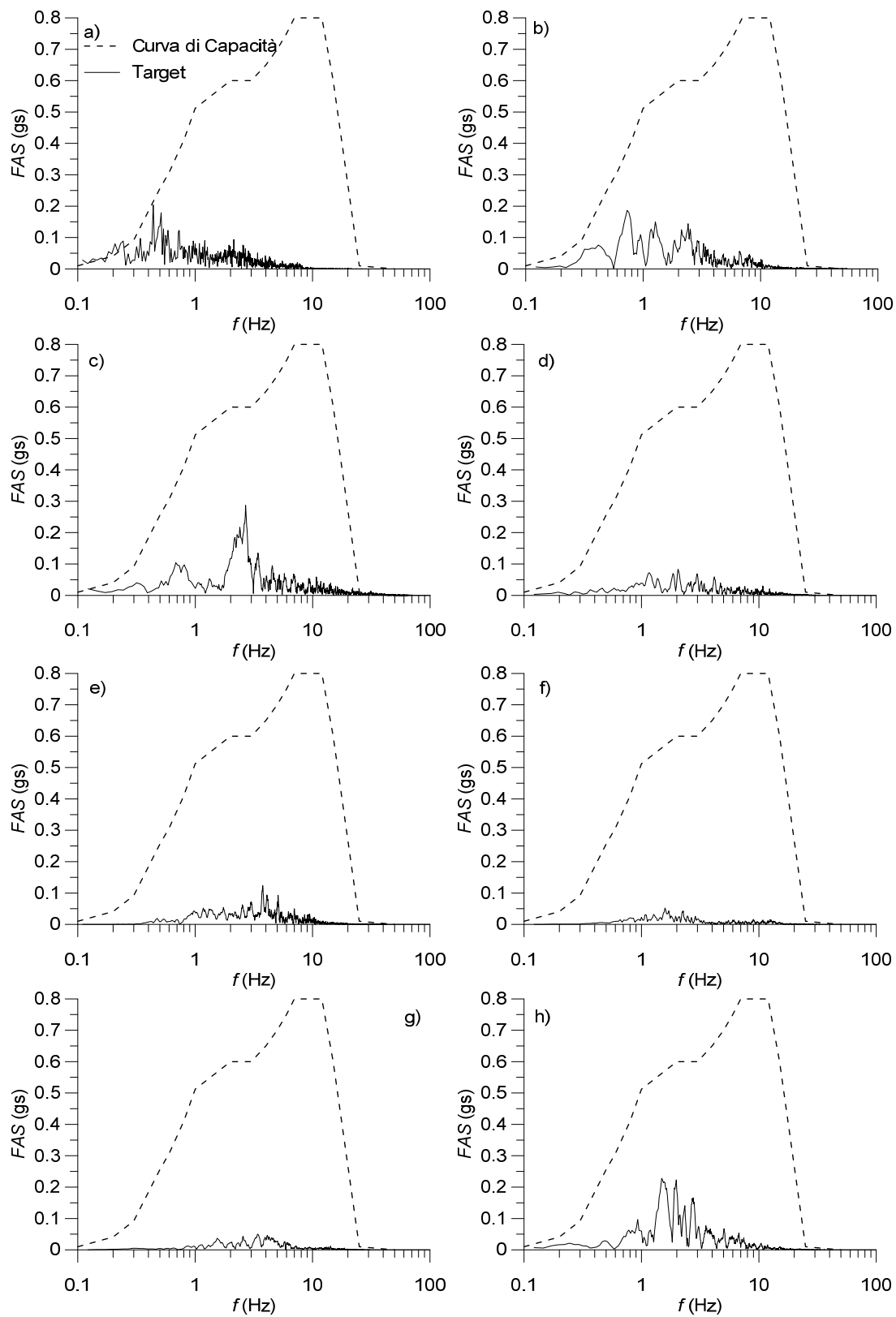


Figura 5.5 Confronto tra Curva di Capacità ed i FAS dei segnali selezionati (Target): a) Irpinia b) Kobe Japan c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock

5.2.2 Capacità di riproduzione degli input

Al fine di studiare la capacità dell'apparecchiatura di riprodurre le storie temporali desiderate, è stata effettuata una serie di test a pieno carico per confrontare la storia temporale di accelerazione desiderata (segnale Target) e quella registrata alla tavola vibrante (segnale Misurato). È stato inoltre verificata la capacità del sistema di riprodurre gli spostamenti di input (Setpoint).

I test sono stati effettuati considerando gli accelerogrammi descritti nel §5.2.1, calcolando per doppia integrazione le storie temporali di spostamento utilizzate come input per la tavola vibrante. Per registrare le accelerazioni a cui è stata sottoposta la tavola vibrante, è stato utilizzato un accelerometro ad elevata capacità, operante su un intervallo di frequenza compreso tra 0.3 e 4000 Hz, le cui caratteristiche sono riassunte nella Tabella 5.5.

Tipologia	Accelerometro piezometrico
Produttore	PCB Piezotronics
Modello	393A03
Peso	210 g
Sensitività	1000 mV/g \pm 5%
Range di Frequenza (\pm 10%)	0.3-4000 Hz
Frequenza di Risonanza	> 10 kHz
Accelerazione massima	2000 g
Range di Temperatura	-54 a +121 °C
Materiale	Titanio

Tabella 5.5 Caratteristiche dell'accelerometro connesso alla tavola vibrante

Per ridurre il rumore, i segnali di output forniti dall'accelerometro sono stati filtrati attraverso un filtro passa-basso impostato su 100 Hz. I dati sono stati acquisiti ad una frequenza di campionamento di 1000 Hz.

Le storie temporali di spostamento misurate all'attuatore (Setpoint) sono state confrontate con i corrispettivi valori Target, dal confronto è stato valutato l'errore relativo del picco di spostamento (ϵ_D). Le storie temporali di accelerazione, misurate mediante l'accelerometro, sono state confrontate con i rispettivi accelerogrammi Target al fine di valutare l'errore relativo ϵ sull'accelerazione e sullo spostamento di picco ed il *relative root mean square error* (RRMSE) sullo spettro di spostamento (ϵ_{SD}), sullo spettro di accelerazione (ϵ_{SA}) e sullo spettro di ampiezza di Fourier (ϵ_F). Gli errori introdotti sono stati valutati attraverso le equazioni 5.1 e 5.2 di seguito riportate.

$$\epsilon = \frac{x_{ref} - x_m}{x_{ref}} \quad (5.1)$$

$$RRMSE = \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^N (x_{ref,i} - x_{m,i})^2}}{\sqrt{\sum_{i=1}^N (x_{ref,i})^2}} \quad (5.2)$$

Nell'equazione 5.1 x_{ref} rappresenta l'accelerazione (o spostamento) di picco del segnale target mentre x_m è l'accelerazione (o spostamento) di picco del segnale misurato alla tavola.

Analogamente, nell'equazione 5.2 x_{ref} e x_m rappresentano, rispettivamente, il dato dello spettro target ed il dato corrispondente allo spettro desunto dal segnale misurato. N è il numero di dati che descrivono un determinato segnale. Gli errori valutati, e le corrispettive medie, per tutti i test eseguiti sono riportati nella Tabella 5.6.

Si osserva che l'errore relativo al picco degli spostamenti è trascurabile in quanto generalmente inferiore al 3%. Ciò è dovuto, principalmente, al fatto che l'apparecchiatura funziona in controllo di spostamento. Allo stesso tempo si apprezza

come il controllo feedforward (introdotto con la FDT calibrata da Bosch-Rexroth) non compromette la capacità dell'attuatore di riprodurre i Setpoint desiderati.

Analizzando, invece, il confronto tra le storie di accelerazione si osserva come, ad esclusione di alcuni casi, l'errore relativo sull'accelerazione di picco è generalmente inferiore al 15%, l'errore relativo sugli spettri di spostamento ed accelerazione è generalmente inferiore al 30%, mentre l'errore relativo sugli spettri di ampiezza di Fourier, è al più, di circa il 50%.

Segnale	ϵ_a	ϵ_D	ϵ_{SD}	ϵ_{SA}	ϵ_F
Irpinia	19%	1.1%	14%	13%	38%
Kobe Japan	11%	1.1%	9%	9%	30%
Loma Prieta	12%	1.3%	13%	7%	24%
Northridge-01	33%	0.4%	22%	19%	43%
San Fernando	15%	0.7%	28%	19%	42%
Sicily	9%	0.2%	17%	21%	55%
Umbria Marche 3rd Shock	28%	2.9%	19%	39%	58%
Friuli 1st Shock	12%	0.3%	12%	11%	23%
Media	21%	1%	17%	17%	38%

Tabella 5.6 Errori relativi al confronto tra le storie temporali in accelerazione Target e Misurate

È necessario evidenziare che gli errori sono influenzati prevalentemente dalle differenze tra il segnale Misurato e quello Target nel campo delle alte frequenze, range in cui si osserva un abbattimento della capacità di prestazione dell'apparecchiatura (come mostrato nella curva di capacità Fig. 3.9, §3.2.2), ed allo stesso tempo lontano dal range di frequenze significative dell'input. Infatti, se si calcolano gli errori RRMSE

per i FAS (eq. 5.2) nel solo range di frequenze 0.3-10 Hz (ϵ_{F10}) e gli errori sul picco di accelerazione valutati mediante prove eseguite con filtro passa-basso a 50 Hz (ϵ_{a-50}), si ottengono valori di errore e media ridotti (Tabella 5.7), sempre inferiori al 37% (ϵ_{F10}) ed al 23% (ϵ_{a-50}). Si osserva che gli errori e le medie relative i valori dell' ϵ_{a-50} si riducono del 50%, mentre quelli relativi i valori dell' $\epsilon_{F 0-10}$ si riducono anche del 30%.

Segnale	ϵ_a	ϵ_{a-50}	ϵ_F	ϵ_{F10}
Irpinia	19%	10%	38%	30%
Kobe Japan	11%	6%	30%	19%
Loma Prieta	12%	10%	24%	16%
Northridge-01	33%	23%	43%	34%
San Fernando	15%	9%	42%	37%
Sicily	9%	1%	55%	37%
Umbria Marche 3rd Shock	28%	17%	58%	51%
Friuli 1st Shock	12%	2%	23%	17%
Media	21%	10%	39%	30%

Tabella 5.7 Confronto tra gli errori sul picco di accelerazione e sui FAS calcolati

Per avere una visione d'insieme delle prestazioni del sistema di controllo servo-idraulico "sintonizzato" in termini di fedeltà nella riproduzione del segnale, i valori Target e Misurati delle grandezze prima citate sono stati confrontati per ciascun test.

La Figura 5.6 mostra un confronto tra i Setpoint di input, relativi alle storie temporali di spostamento degli accelerogrammi selezionati, ed i relativi segnali misurati all'attuatore. Come si può notare, le storie temporali sono perfettamente

riprodotte dall'attuatore servo-idraulico dell'apparecchiatura nonostante il segnale di input sia stato modulato in ampiezza e frequenza dal sistema di controllo feedforward.

Questo dimostra che la strumentazione lavora correttamente nel campo degli spostamenti e che le modifiche introdotte dalla FDT non incidono significativamente sulla modifica dell'input, pur garantendo, in generale, delle buone prestazioni della macchina.

Nella Figura 5.7 è mostrato il confronto relativo agli accelerogrammi del database. Ad esempio, osservando l'accelerogramma Friuli 1st Shock (Fig. 5.7 h), si può notare che la storia di accelerazione misurata riproduce in modo soddisfacente l'accelerogramma reale ma mostra, allo stesso tempo, effetti di amplificazione nei picchi contenuti nella fase strong-motion.

In generale, invece, si osservano delle differenze all'inizio ed alla fine del segnale a causa del rumore di fondo al quale la misura è soggetta, ma che può considerarsi trascurabile nell'ottica di prove su un generico modello, in quanto le accelerazioni in esame hanno valori estremamente bassi.

Nelle Figure 5.8, 5.9 e 5.10 sono presentati, rispettivamente, gli spettri di accelerazione (S_a) e di spostamento (S_d) calcolati con smorzamento al 5% e gli spettri di Ampiezza di Fourier (*FAS*).

Per l'accelerogramma Friuli 1st Shock, a titolo di esempio, si può osservare che lo spettro di accelerazione (Fig. 5.8 h), lo spettro di spostamento (Fig. 5.9 h) e lo spettro di Fourier (*FAS*, Fig. 5.10 h) mostrano differenze tra i valori Target e Misurati prevalentemente nella banda delle alte frequenze, le quali sono lontane dalla frequenza principale dell'accelerogramma Target.

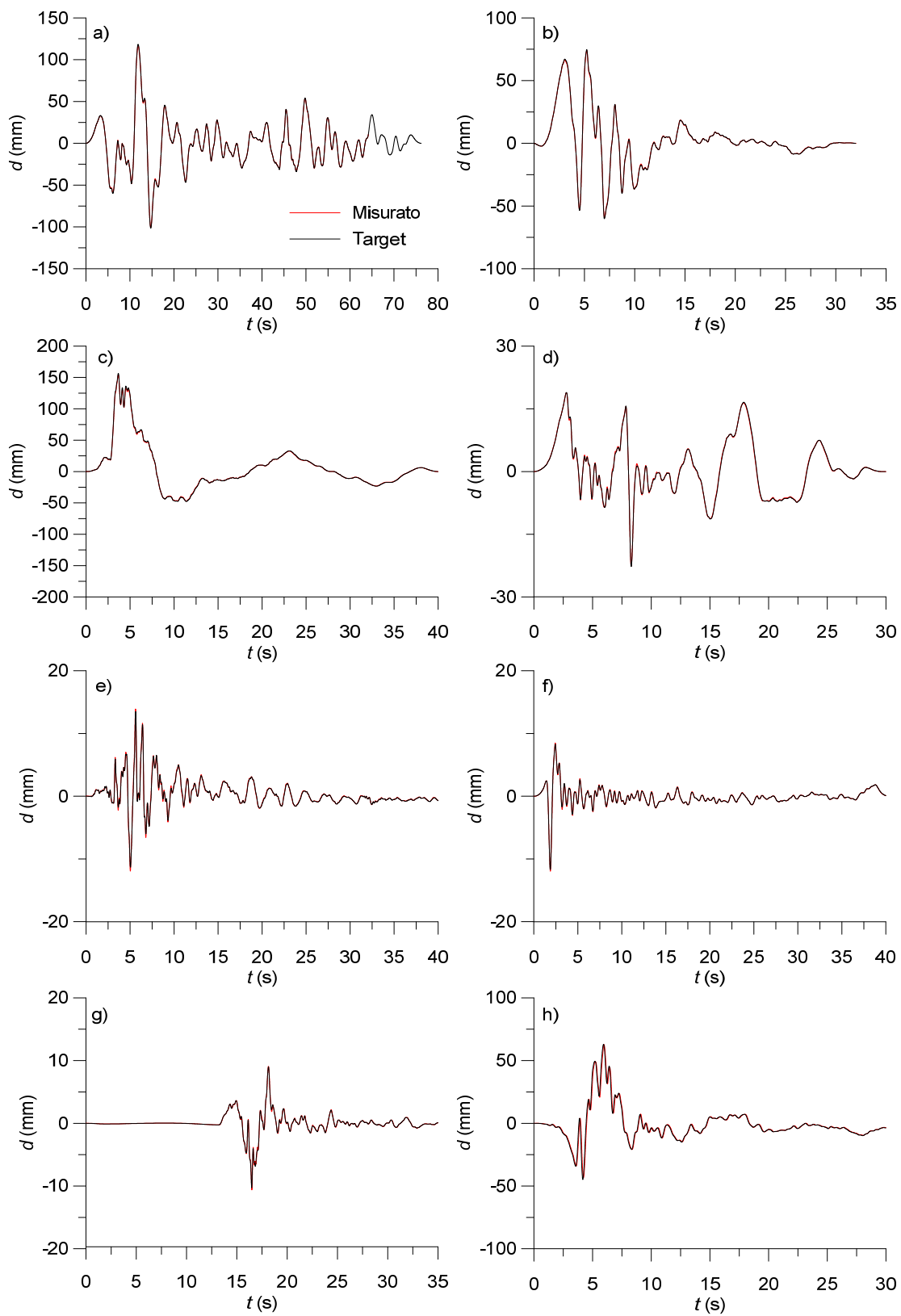


Figura 5.6 Confronto tra le storie di spostamento dei segnali Target e Misurati: a) Irpinia b) Kobe c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock

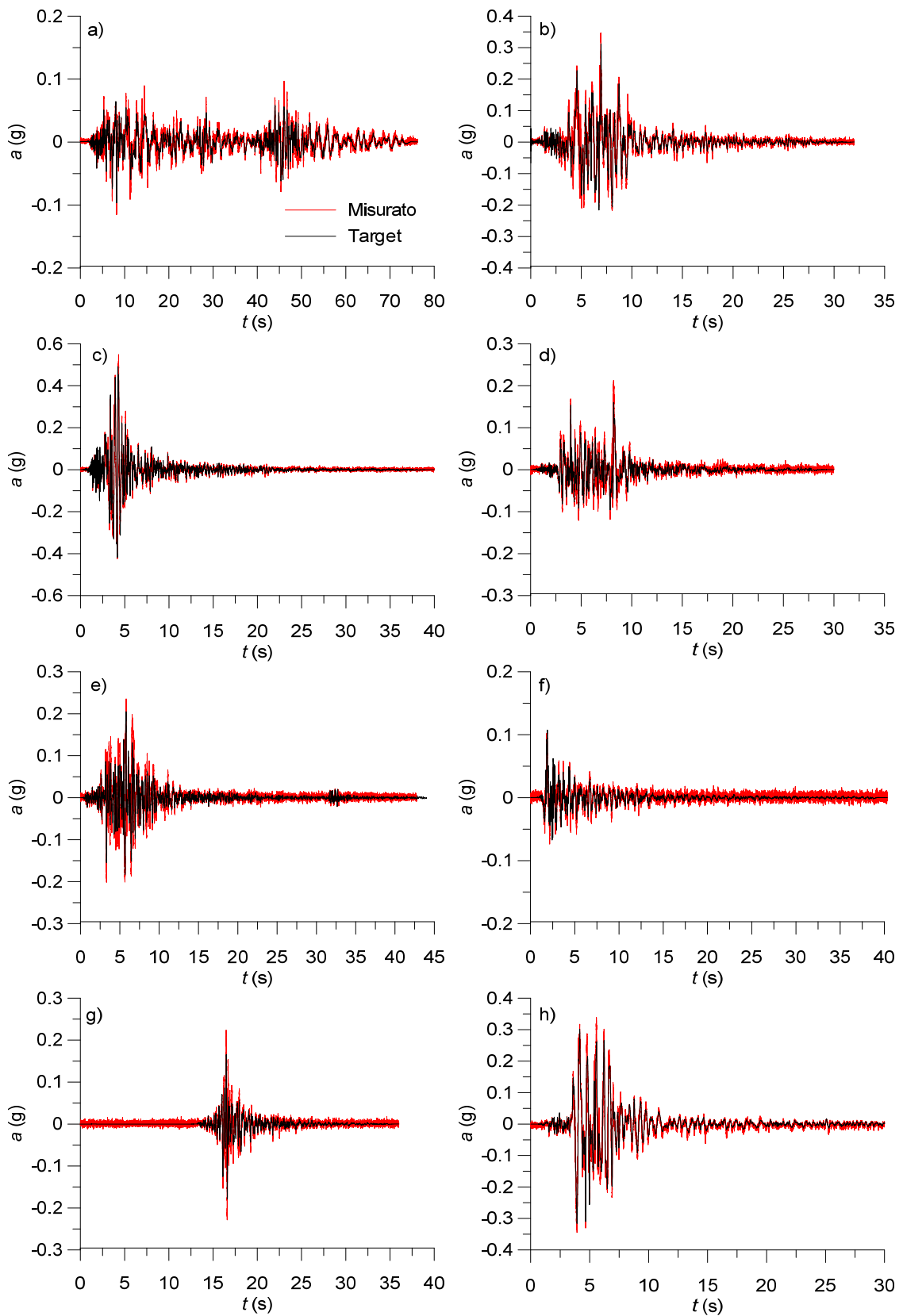


Figura 5.7 Confronto tra i segnali Target e Misurati: a) Irpinia b) Kobe c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock

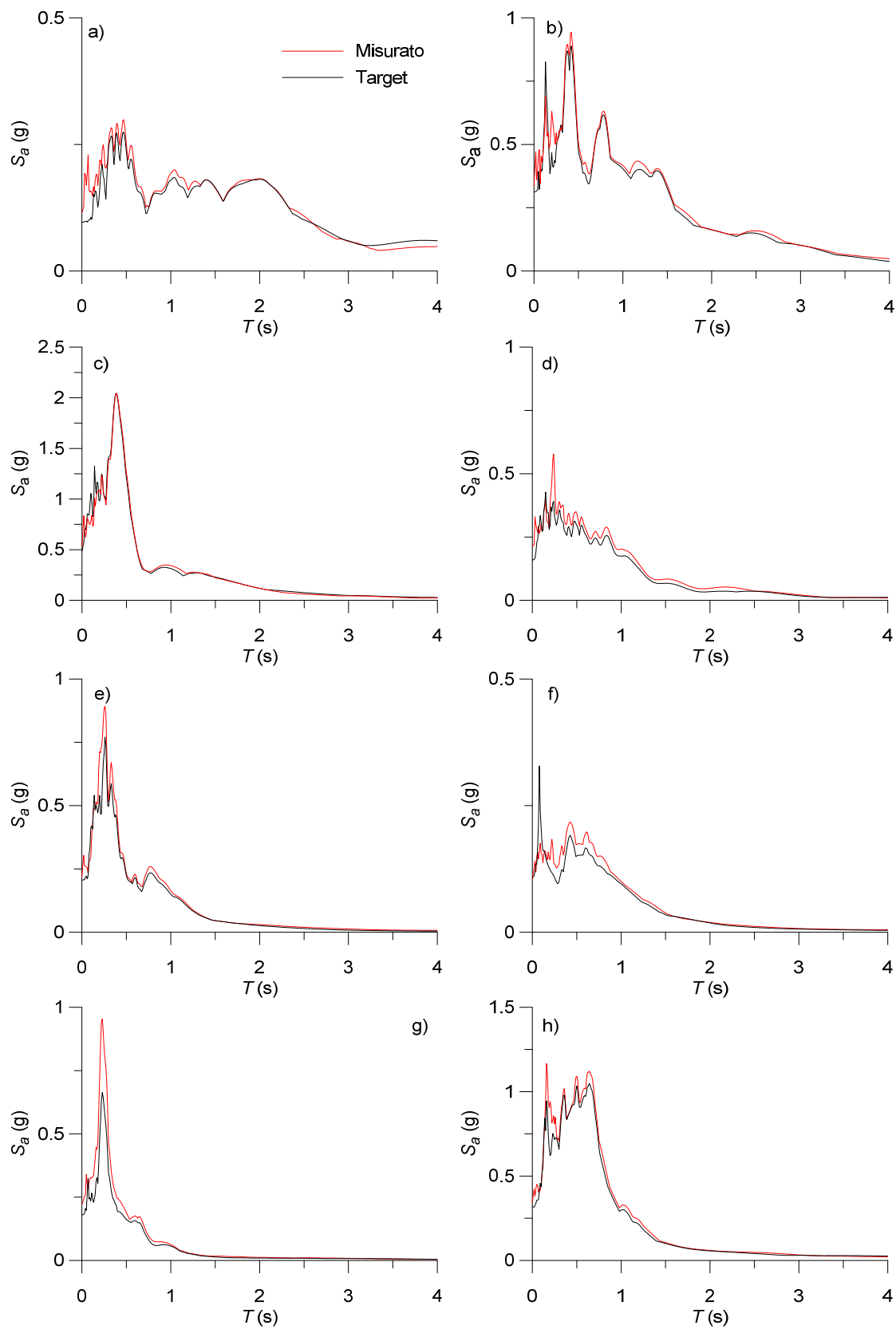


Figura 5.8 Confronto tra gli Spettri S_a Target e Misurati: a) Irpinia b) Kobe c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock

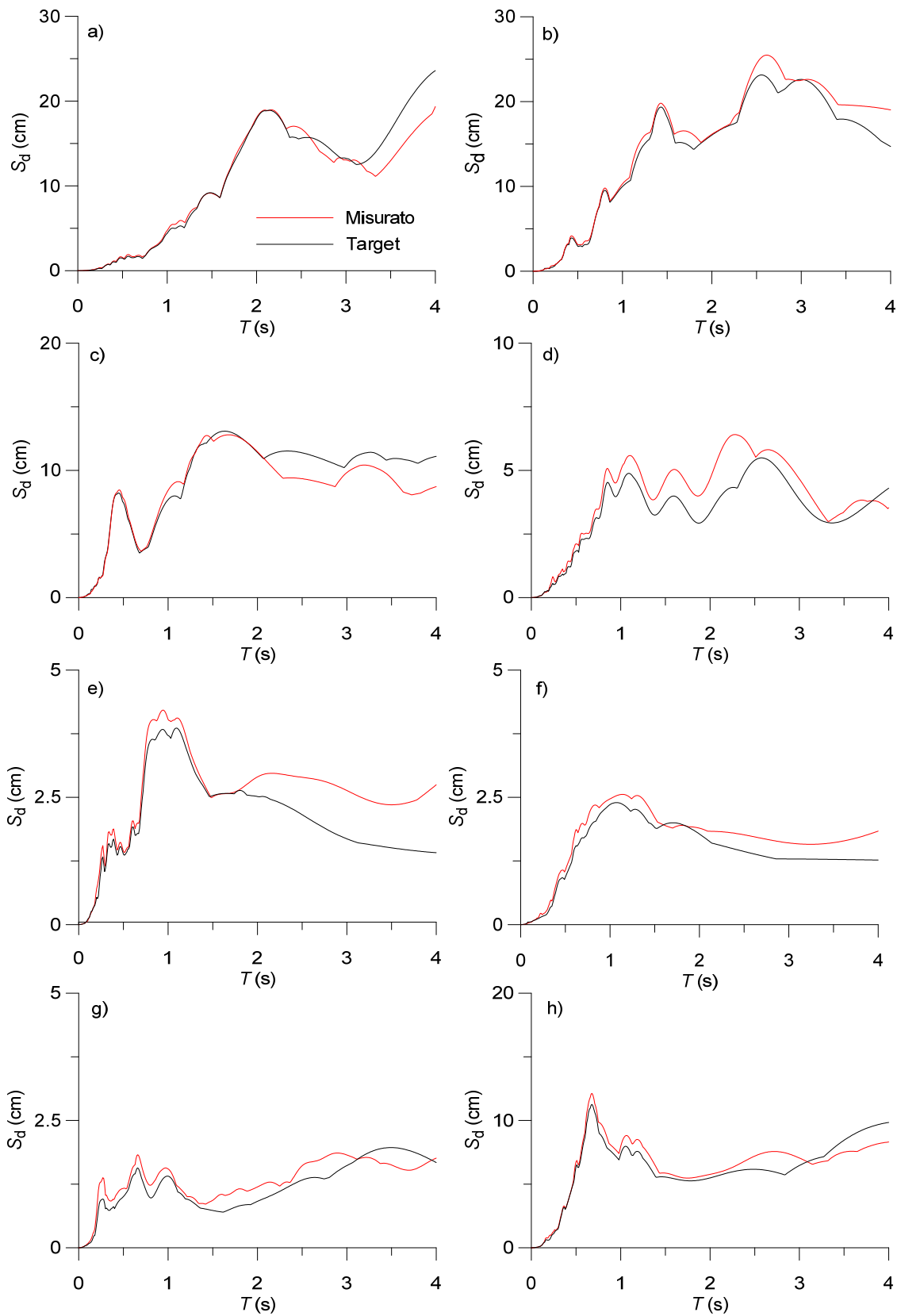


Figura 5.9 Confronto tra gli Spettri S_d Target e Misurati: a) Irpinia b) Kobe c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock

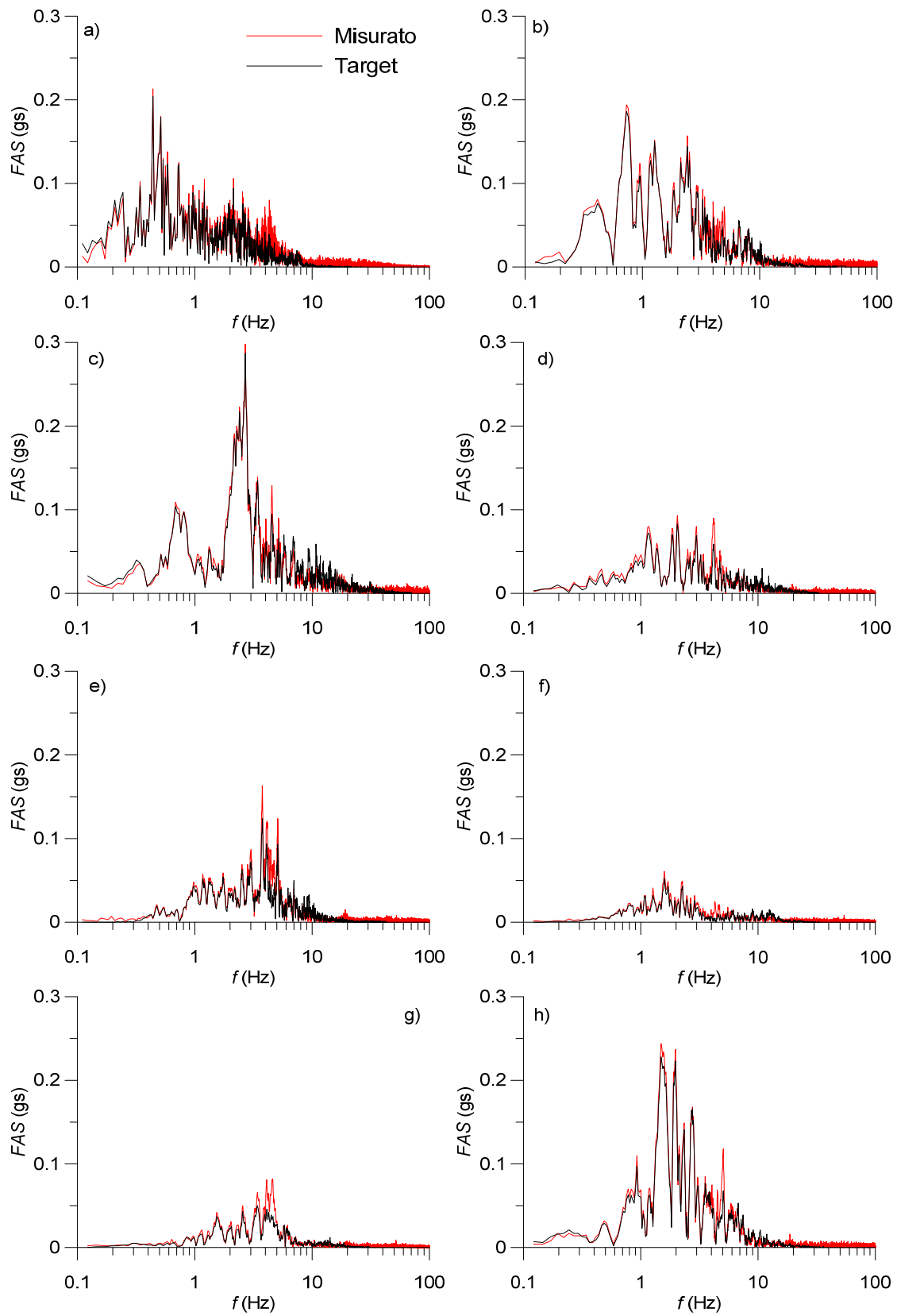


Figura 5.10 Confronto tra i FAS dei segnali Target e Misurati: a) Irpinia b) Kobe c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock

La Figura 5.11 mostra un confronto tra curva di capacità e gli spettri S_a dei segnali target. Da quest'ultima si può osservare come le discrepanze registrate dal confronto degli spettri di accelerazione, apprezzabili per periodi T bassi (alte frequenze) (Fig.5.8), siano dovute al fatto che in quel range di frequenze, per alcuni accelerogrammi, lo spettro di accelerazione S_a assume valori superiori a quelli individuati dal dominio delimitato dalla curva di capacità dell'apparecchiatura (Fig. 3.9). Dunque, considerato che il deposito di terreno coinvolto nell'esecuzione delle prove presentava uno stato di addensamento elevato, la sua rigidità ha potuto contribuire al manifestarsi di componenti della risposta ad alta frequenza. Le differenze rilevanti si osservano, infatti, nel range di periodi compresi tra 0 e 0.5 secondi.

La Figura 5.12 mostra l'andamento dell'Intensità di Arias nel tempo e l'andamento delle funzioni di amplificazione, queste ultime ottenute dal rapporto tra i *FAS* degli accelerogrammi Misurati e Target. Il confronto presentato in Figura 5.12 è relativo agli accelerogrammi Kobe, Loma Prieta e Friuli 1st Shock. Osservando la Figura 5.12 si evince che l'andamento dell'Intensità di Arias del valore Target è ben riprodotto da quello relativo alla storia temporale misurata, anche se si evidenziano differenze dovute ai fenomeni di amplificazione prima evidenziati, i quali si traducono in un aumento nel valore finale di tale parametro sismico. Se nel caso del segnale Loma Prieta (b) il confronto tra le Intensità di Arias dei valori Target e Misurato non presenta differenze, queste si riscontrano per gli accelerogrammi di Kobe (a) e Friuli 1st Shock (c), in cui si osserva l'influenza dei fenomeni di amplificazione. Gli errori relativi, valutati tra il valore finale dell'intensità di Arias dei segnali target e misurato, per gli accelerogrammi considerati è pari al 16 % (Kobe), 1% (Loma Prieta) e 19% (Friuli 1st Shock). Analizzando invece le funzioni di amplificazione, queste risultano generalmente approssimabili all'unità nel range di frequenze 0.1-4 Hz, che include le frequenze predominanti degli accelerogrammi in esame ($F_p = 0.73-2.69-1.49$ Hz).

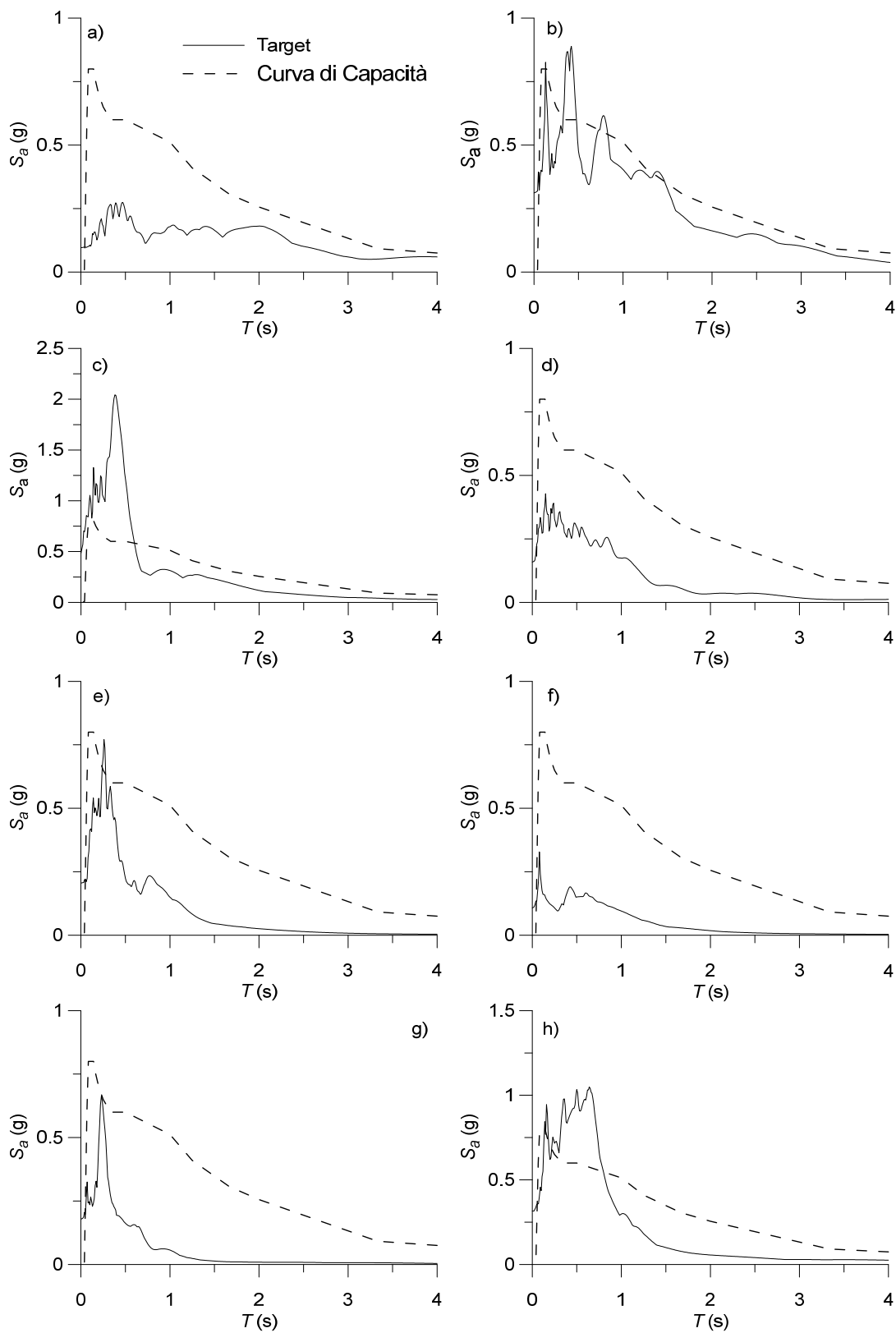


Figura 5.11 Confronto tra Curva di Capacità e gli Spettri S_a dei segnali Target: a) Irpinia b) Kobe c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock

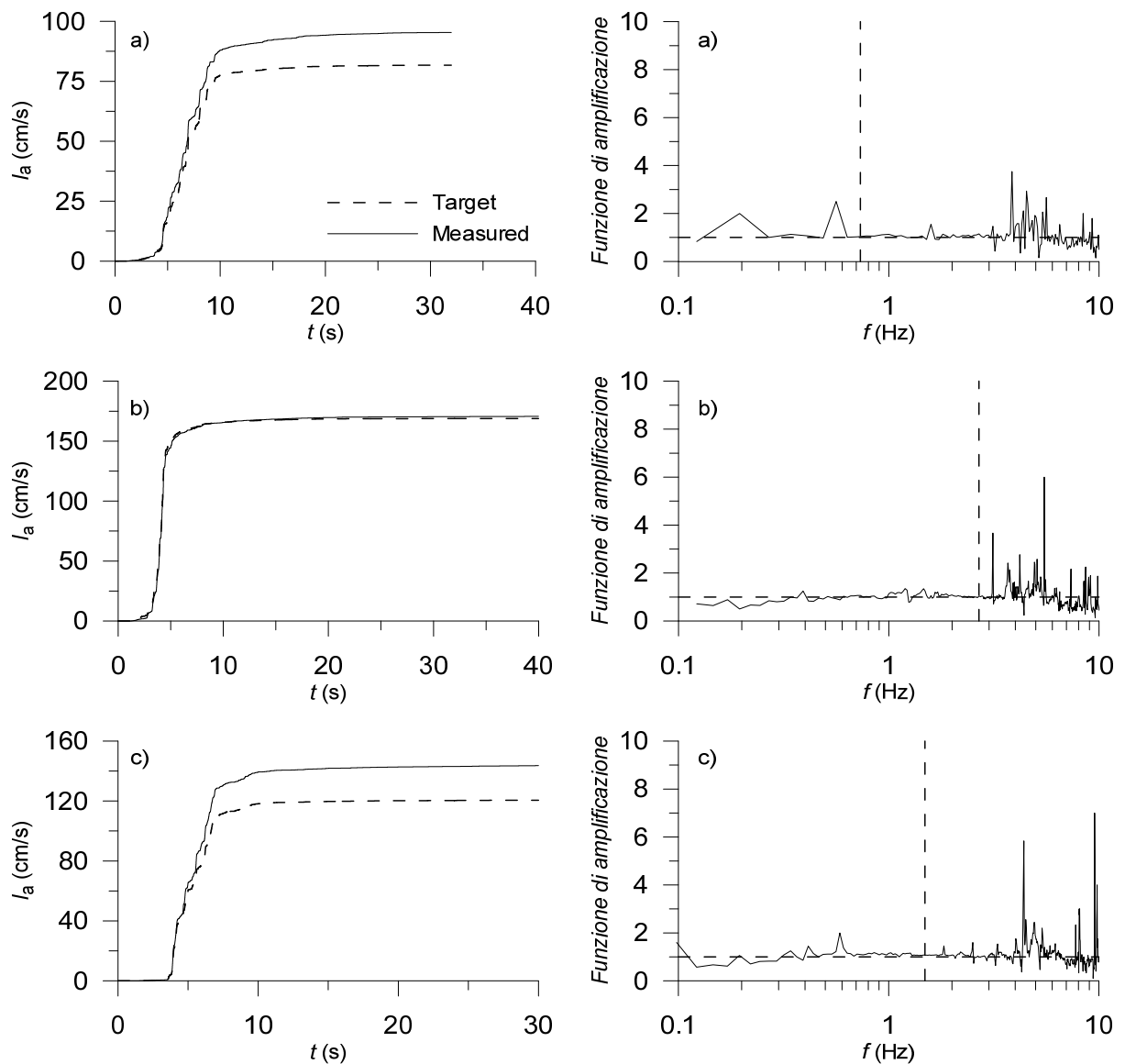


Figura 5.12 Confronto dell'Intensità di Arias (sx) e funzioni di amplificazione con relativa frequenza fondamentale (linea verticale tratteggiata) (dx) dei segnali Target e Misurati: Kobe (a), Loma Prieta (b) e Friuli 1st Shock (c)

Le prove per valutare la capacità di ripetizione degli input sono state, inoltre, effettuate a contenitore vuoto per avere un confronto diretto con le prove di questo tipo effettuate, generalmente, con tavole vibranti a carico nullo, benché questa non rappresenti la condizione più sfavorevole per il sistema idraulico. In realtà, bisogna tener conto, per un eventuale confronto, del fatto che la tavola vibrante del simulatore geotecnico-sismico in dotazione al laboratorio EUROLAB-CERISI è connessa al

contenitore e viene utilizzata solo al fine di effettuare prove su modelli geotecnici, per cui si andranno a valutare errori con un carico dato dal contenitore privo di terreno. Essendo il contenitore vuoto, dunque non contenente alcun modello geotecnico al suo interno, le prove sono state effettuate senza utilizzare la funzione di trasferimento (FDT) ottimizzata da Bosch-Rexroth per ridurre i fenomeni di risonanza. In questo modo le prove saranno utili anche per osservare il reale comportamento del sistema, senza modulazioni in ampiezza e fase.

Le prove a contenitore vuoto sono state eseguite con lo stesso procedimento di quelle a contenitore pieno precedentemente descritte. È stato utilizzato il medesimo accelerometro ad elevata capacità (operante su un intervallo di frequenza compreso tra 0.3 e 4000 Hz) le cui caratteristiche sono riassunte nella Tabella 5.5. Per l'esecuzione delle prove sono stati utilizzati come input gli accelerogrammi descritti nel §5.2.1. Anche in questo caso si è utilizzato un filtro passa-basso impostato su 50 Hz per migliorare la qualità dei segnali registrati. I dati sono stati acquisiti ad una frequenza di campionamento di 1000 Hz.

Le storie temporali di spostamento misurate all'attuatore (Setpoint) sono state confrontate con i corrispettivi valori Target, dal confronto è stato valutato l'errore relativo del picco di spostamento (ϵ_D). Le storie temporali di accelerazione, misurate mediante l'accelerometro, sono state confrontate con i rispettivi accelerogrammi Target al fine di valutare l'errore relativo ϵ sull'accelerazione e lo spostamento di picco ed il relative *root mean square error* (RRMSE) sullo spettro di spostamento (ϵ_{SD}), sullo spettro di accelerazione (ϵ_{SA}) e sullo spettro di ampiezza di Fourier tra 0.3 e 10 Hz (ϵ_{F10}). Gli errori introdotti sono stati valutati attraverso le equazioni 5.1 e 5.2 precedentemente descritte. Gli errori valutati, e le corrispettive medie, per tutti i test eseguiti sono riportati nella Tabella 5.8. Si può notare come i risultati in termini di congruenza tra segnale target ed input siano accettabili e paragonabili ai risultati

ottenuti dalle prove eseguite con tavola piena. Queste osservazioni, conseguentemente, permettono di validare ulteriormente il sistema di controllo dell'apparecchiatura, dimostrando come la presenza della massa non produca effetti significativi indesiderati nella riproduzione dell'input.

Segnale	ϵ_a	ϵ_D	ϵ_{SD}	ϵ_{SA}	ϵ_{F10}
Irpinia	1%	2.7%	11%	10%	22%
Kobe Japan	23%	5.8%	6%	21%	30%
Loma Prieta	20%	3.6%	22%	25%	31%
Northridge-01	4%	13.6%	11%	14%	31%
San Fernando	23%	9.6%	6%	19%	23%
Sicily	18%	9.2%	10%	14%	28%
Umbria Marche 3rd Shock	4%	5.4%	29%	24%	37%
Friuli 1st Shock	6%	0%	9%	19%	24%
Media	12%	6.2%	13%	18%	28%

Tabella 5.8 Errori relativi il confronto tra le storie temporali in accelerazione Target e Misurate con contenitore vuoto

5.2.3 Interazione terreno-contenitore

Una delle caratteristiche principali dei contenitori ESB è la capacità di ridurre l'interazione tra il modello ed il contenitore, grazie alla sua elevata deformabilità, alla massa ridotta, all'interazione a basso attrito tra i componenti e tra il modello e le pareti del contenitore stesso, come descritto al §1.1.2. Di conseguenza, parte del presente studio è focalizzato a verificare tali caratteristiche del contenitore al fine di poter determinare se siano state rispettate le prescrizioni di progetto in seguito alla realizzazione dell'apparecchiatura.

Per poter validare il corretto funzionamento del contenitore è necessario studiare l'interazione terreno-contenitore. Per la definizione della prova si è tenuto conto del fatto che in prossimità delle pareti del contenitore (bordo) il deposito potrebbe essere maggiormente interessato da fenomeni di riflessione delle onde, dunque potrebbe sperimentare, in quei punti, accelerazioni differenti rispetto a quelle che lo stesso deposito sperimenta in punti distanti dalle pareti (centro), a causa del confinamento che non è presente nei depositi reali infinitamente estesi. A tale scopo sono stati effettuati diversi test con il contenitore pieno al fine di confrontare le storie temporali di accelerazione al centro ed al bordo del deposito.

Per verificare la bontà del funzionamento del contenitore, cioè l'elevata deformabilità dello stesso e la ridotta interazione con il modello contenuto al suo interno, sono stati utilizzati tre accelerometri. Il primo (a_0) è stato installato sulla tavola vibrante al fine di monitorare le accelerazioni indotte alla tavola dalla storia di spostamento utilizzata come input per l'attuatore. Gli altri due accelerometri (a_1 e a_2) sono stati installati in prossimità della superficie del deposito di terreno ad una profondità di 15 cm (z), ovvero con un rapporto $z/H_s = 0.01$, dove $H_s = 154$ cm era l'altezza del deposito nel corso della prova. In particolare gli strumenti di misura a_1 e a_2 sono stati posizionati lungo l'asse di simmetria longitudinale del deposito di terreno, rispettivamente al centro del contenitore ed ad una distanza di 50 cm (x_a) dalla parete del contenitore, cioè $x_a/L = 0.08$. dove $L = 6$ m è la lunghezza del modello, che coincide con la lunghezza interna del contenitore (Tab. 2.1).

La Figura 5.13 mostra una sezione trasversale ed una vista in pianta del contenitore flessibile con il layout della strumentazione predisposta per la prova. Si possono osservare i 3 accelerometri posizionati per registrare le accelerazioni dei punti significativi individuati, così da poter esaminare gli effetti delle interazioni tra il modello e l'apparecchiatura.

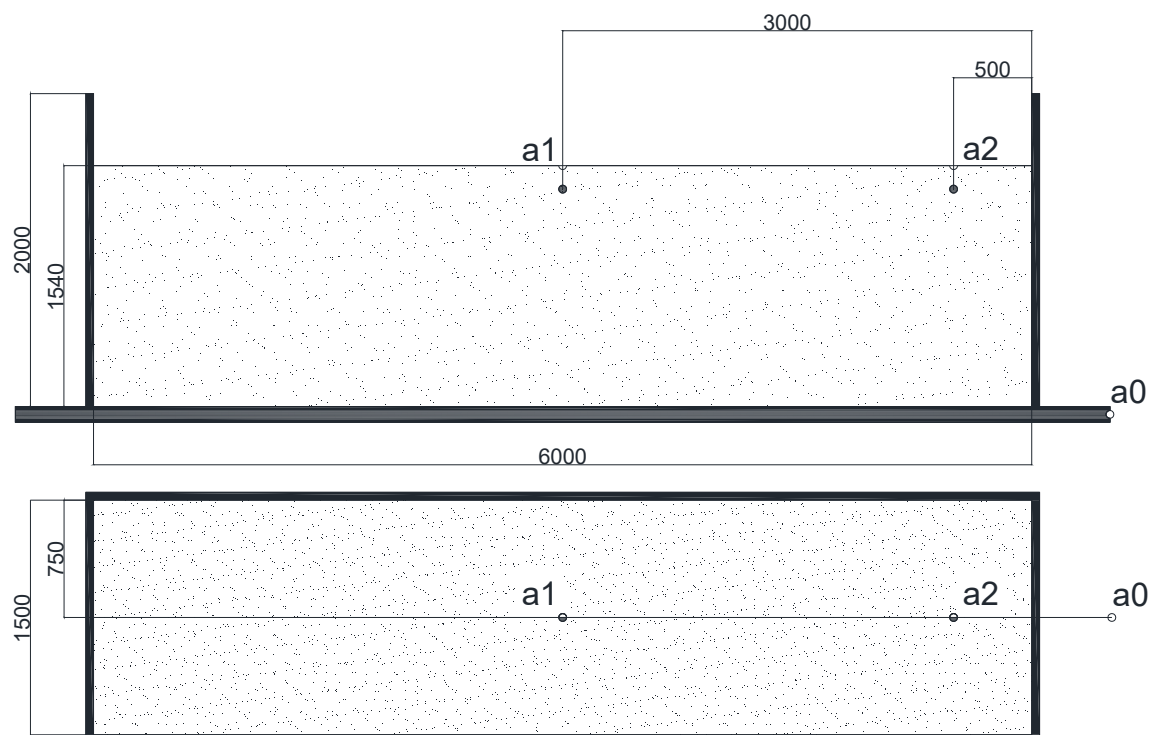


Figura 5.13 Sezione trasversale e pianta del contenitore con strumentazione di misura installata

L'accelerometro a_0 è caratterizzato da elevata capacità di uscita, ed opera su una gamma di frequenza compresa tra 0.3 e 3000 Hz (Tab. 5.5). Gli accelerometri a_1 e a_2 sono accelerometri che operano su una gamma di frequenza compresa tra 0.1 e 8400 Hz, le cui caratteristiche sono riassunte nella Tabella 5.9.

Per studiare gli effetti di bordo, i test sono stati effettuati imponendo come input alla tavola vibrante il set di accelerogrammi descritti nel §5.2.1. Per ridurre il rumore nelle misure, i segnali provenienti dagli accelerometri sono stati filtrati mediante l'utilizzo di un filtro passa-basso impostato su 50 Hz. I dati sono stati acquisiti ad una frequenza di campionamento di 1000 Hz.

Gli effetti di bordo durante le prove sulle risposte sismiche del deposito di sabbia sono stati valutati mediante il confronto tra le letture degli accelerometri a_1 e a_2

in relazione al picco di accelerazione misurato ed allo spettro di ampiezza di Fourier (*FAS*) ricavato dai segnali misurati.

Tipologia	Accelerometro piezometrico
Produttore	Brüel & Kjær
Modello	4382 and 4382-V
Peso	17 g
Sensitività	$3.16 \pm 2\%$ pC/ms ⁻²
Range di Frequenza ($\pm 10\%$)	0.1-8400 Hz
Frequenza di Risonanza	28 kHz
Accelerazione massima	2000 g
Range di Temperatura	-74 a +250 °C
Materiale	Titanio

Tabella 5.9 Caratteristiche degli accelerometri posizionati sulla sommità del deposito

Le differenze relative all'accelerazione di picco vengono valutate mediante l'errore relativo ε_{a12} (eq. 5.1) sull'accelerazione di picco, confrontando i segnali registrati a_1 (accelerometro a_1) e a_2 (accelerometro a_2). Gli errori sul *FAS*, vengono invece computati mediante il RMSE (eq. 5.2), valutato nel range di frequenze 0.1-10 Hz. La Tabella 5.10 riporta gli errori ε_{a12} per tutti i test effettuati, i quali dimostrano come i due punti del deposito presi in considerazione sperimentino durante le prove un picco di accelerazione comparabile, con differenze inferiori al 10%. Considerando che il picco di accelerazione valutato al centro del deposito per l'accelerogramma di Loma Prieta per il quale si è valutato l'errore maggiore (7%), è pari a 0.66g, l'errore comporta una differenza tra i due picchi (centro e bordo) di appena 0.046 g.

La Figura 5.14 mostra il confronto delle storie di accelerazione a_1 e a_2 per gli accelerogrammi selezionati. Come si può notare le storie temporali al centro ed al bordo del contenitore sono confrontabili e non si manifestano differenze che potrebbero far pensare ad evidenti fenomeni di interazione tra terreno e contenitore.

È stata indagata la differenza di fase tra le accelerazioni registrate al centro (a_1) ed al bordo (a_2) per tutte le storie temporali di accelerazione selezionate. I risultati sono mostrati nella Figura 5.15. In accordo con le modalità di definizione delle figure di Lissajous, lungo l'asse delle ascisse sono stati riportati i valori di accelerazione espressi in g del segnale a_1 e lungo le ordinate i medesimi valori per il segnale a_2 . Valori prossimi alla bisettrice del quadrante del piano di riferimento cartesiano indicano assenza di sfasamento a parità di ampiezza di oscillazione e di pulsazione dei due segnali considerati, viceversa lo sfasamento è maggiore se i valori misurati in corrispondenza degli accelerometri a_1 ed a_2 si discostano dalla bisettrice.

Segnale	ϵ_{a12}
Irpinia	1%
Kobe	3%
Loma Prieta	7%
Northridge-01	6%
San Fernando	5%
Sicily	0%
Umbria Marche 3rd Shock	2%
Friuli 1st Shock	1%

Tabella 5.10 Confronto tra i segnali a_1 ed a_2 : errore valutato sul picco di accelerazione

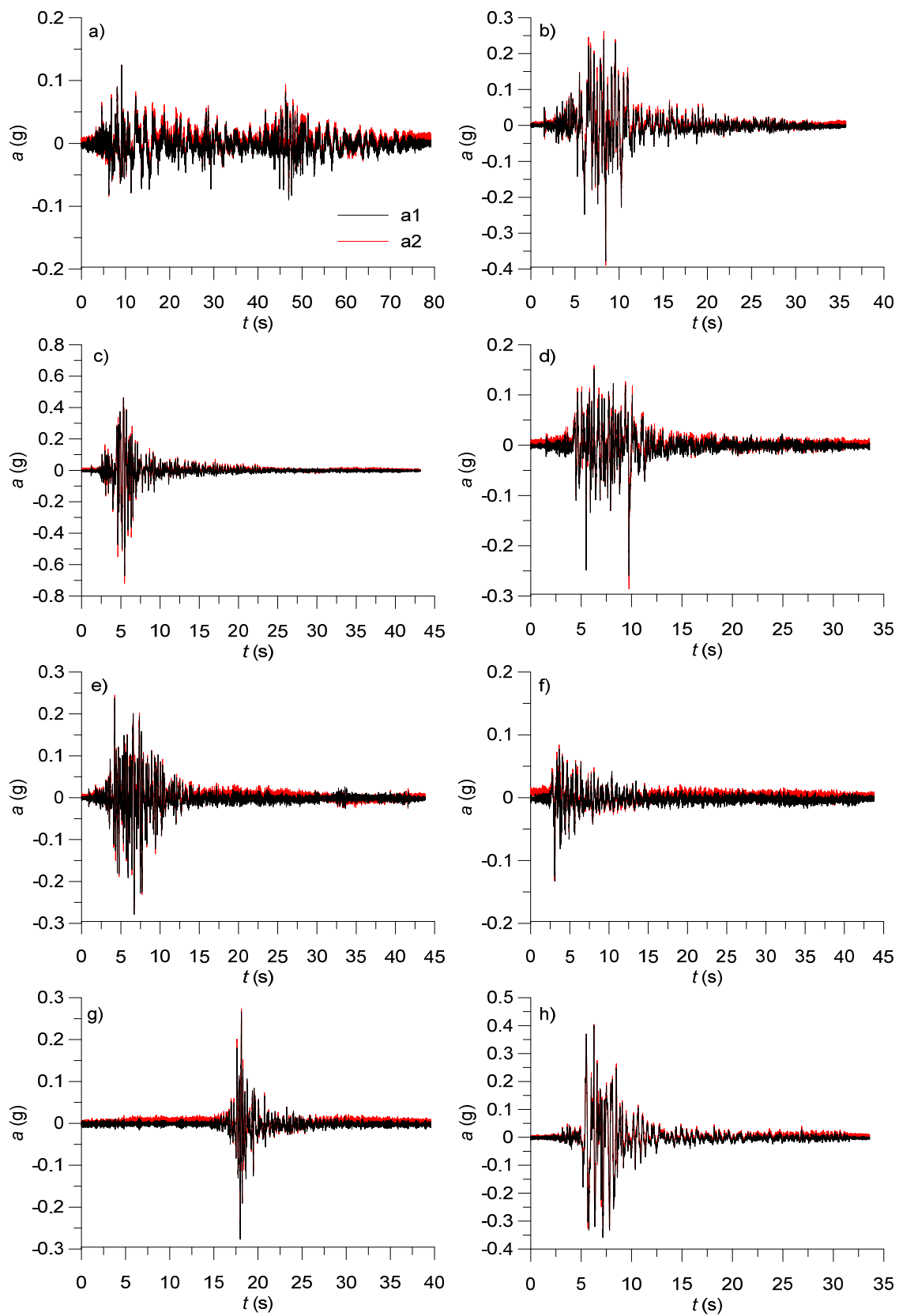


Figura 5.14 Confronto tra i segnali a_1 ed a_2 relativi a: a) Irpinia b) Kobe c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock

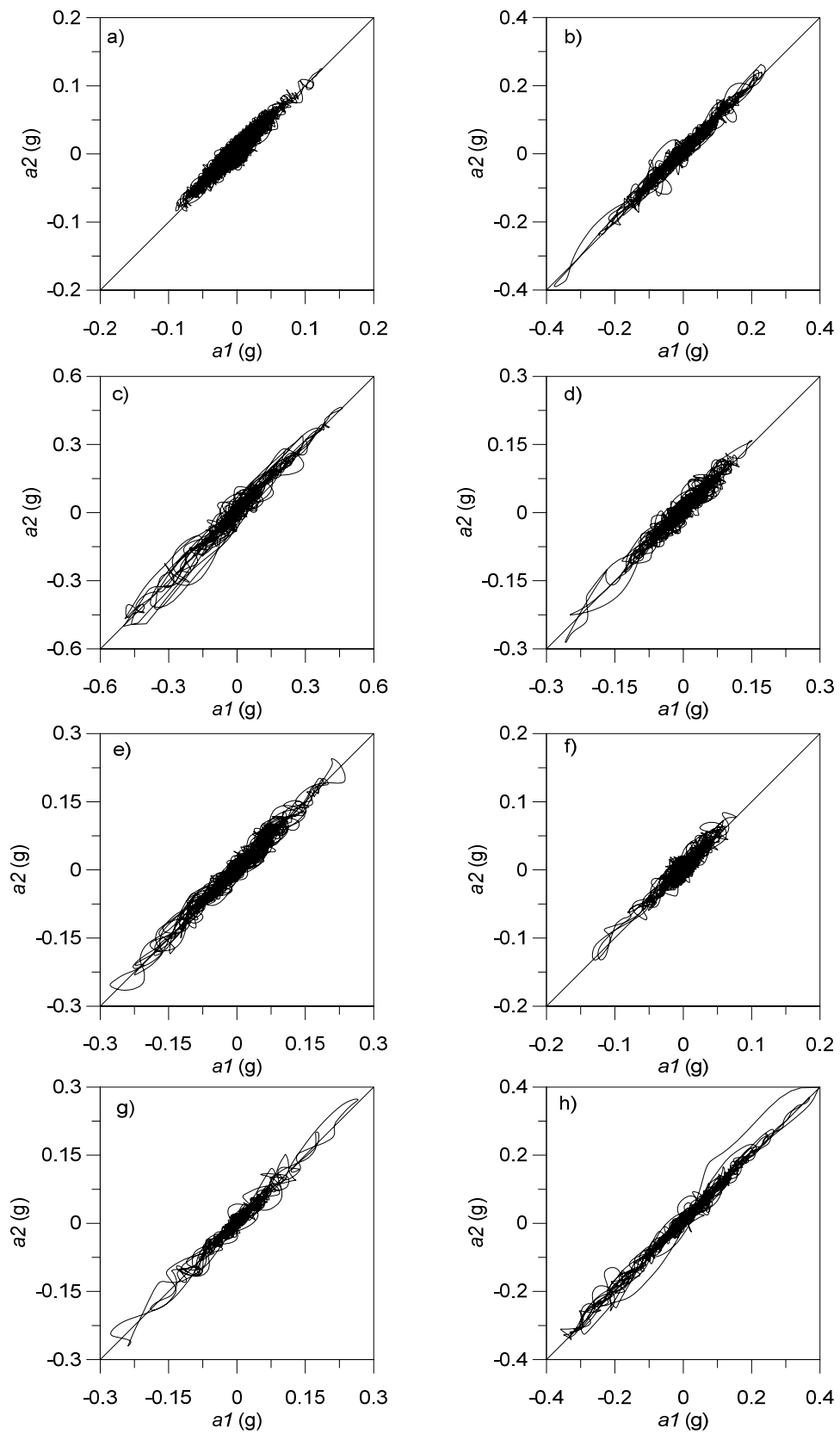


Figura 5.15 Sfasamento dei segnali a_1 ed a_2 relativi a: a) Irpinia b) Kobe c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock

La Figura 5.16 mostra un confronto tra gli spettri di ampiezza di Fourier (*FAS*) relativi alle registrazioni a_1 e a_2 . Dal confronto dei *FAS*, ricavati dai segnali al centro ed al bordo, è possibile evidenziare una soddisfacente corrispondenza tra gli Spettri, al netto di trascurabili discrepanze per basse frequenze (0-0.1 Hz). Bisogna però ricordare che il range in cui queste differenze si manifestano è al di fuori di quello di operatività dell'accelerometro utilizzato, il quale opera tra 0.1 e 8400 Hz, come riportato nella Tabella 5.9.

Nella Figura 5.17 vengono confrontati i *FAS* dei segnali a_1 ed a_2 attraverso una rappresentazione nel piano cartesiano dei singoli valori di ampiezza dei due segnali misurati in corrispondenza della medesima frequenza. I valori del segnale a_1 ed a_2 vengono dunque rappresentati, rispettivamente, lungo l'asse delle ascisse e delle ordinate, nel range di frequenze 0-10 Hz. Si nota come i punti si dispongano lungo la bisettrice del quadrante individuato come riferimento cartesiano, dunque, lungo la retta con coefficiente angolare unitario.

Tale disposizione è confermata dai parametri relativi alle regressioni lineari effettuate sui dati per ogni segnale, mostrati nella Tabella 5.11. La Tabella indica per ogni accelerogramma la relativa regressione lineare dei punti rappresentati in Figura 5.17, il valore del coefficiente di determinazione R^2 , generalmente prossimo all'unità, ed il valore di errore standard σ_y per la valutazione di a_2 . L'errore standard σ_y è stato valutato mediante l'equazione 5.3, mentre il valore di R^2 è stato determinato in accordo con l'equazione 5.4, essendo quest'ultimo il quadrato del coefficiente di correlazione di Pearson r . Nelle due equazioni n rappresenta il numero di campioni, x e y le medie aritmetiche dei due campioni.

I risultati mostrati in Figura 5.17 confermano come siano trascurabili le differenze tra i valori dello Spettro di Fourier dei segnali a_1 e a_2 nel range di frequenze individuato, avvalorano le precedenti considerazioni relative la Figura 5.16.

$$\sigma_y = \sqrt{\frac{1}{(n-2)} \cdot \left[\sum (y - \bar{y})^2 - \frac{[\sum (x - \bar{x})(y - \bar{y})]^2}{\sum (x - \bar{x})^2} \right]} \quad (5.3)$$

$$R^2 = r^2 = \left(\frac{\sum (x - \bar{x})(y - \bar{y})}{\sqrt{\sum (x - \bar{x})^2 \sum (y - \bar{y})^2}} \right)^2 \quad (5.4)$$

La Figura 5.18 mostra le funzioni di amplificazione, nel range di frequenze 0.1-10 Hz, ottenute dal rapporto tra i valori di ampiezza del FAS dei segnali a_1 ed a_2 . Attraverso la definizione della funzione di amplificazione è possibile individuare eventuali differenze tra i segnali misurati ed individuare eventuali frequenze di disturbo dettate dalla presenza delle pareti del contenitore stesso.

Segnale	Regressione	R ²	σ _y
Irpinia	$a_2 = 0.97 a_1$	0.94	0.01
Kobe Japan	$a_2 = 0.97 a_1$	0.97	0.01
Loma Prieta	$a_2 = 0.99 a_1$	1	0
Northridge-01	$a_2 = 0.99 a_1$	1	0.01
San Fernando	$a_2 = 0.99 a_1$	1	0
Sicily	$a_2 = 0.96 a_1$	0.92	0.01
Umbria Marche 3rd Shock	$a_2 = 0.98 a_1$	0.90	0.01
Friuli 1st Shock	$a_2 = 0.98 a_1$	1	0.01

Tabella 5.11 Regressioni lineari dei valori FAS dei segnali a_1 ed a_2

Osservando la Figura 5.18 si nota come i valori delle funzioni di amplificazione siano approssimabili al valore unitario all'interno della banda di frequenze in esame, al netto di alcune oscillazioni trascurabili nell'intorno del valore unitario o di picchi di modesta entità in prossimità degli estremi del range individuato, a dimostrazione di

come le differenze tra gli Spettri di Fourier dei segnali a_1 ed a_2 siano trascurabili. Da qui è possibile desumere che, verosimilmente, le interazioni tra il modello ed il contenitore siano contenute e che il modello non risente in maniera significativa degli effetti di tali interazioni.

È evidente, in seguito all'osservazione delle Figure 5.16, 5.17 e 5.18 come sia dimostrato che la differenza tra le registrazioni a_1 e a_2 , cioè i valori di accelerazione registrati al centro ed al bordo della sommità del deposito, sia trascurabile per ciascuno dei diversi accelerogrammi di input selezionati. I valori bassi degli errori relativi dell'accelerazione di picco (Tab. 5.8), uniti alla pendenza unitaria della retta di regressione dei punti relativi al confronto degli spettri di Fourier presentati nella Figura 5.17 ed all'andamento della Funzione di Amplificazione (Fig. 5.18), dimostrano che l'effetto al bordo dovuto all'interazione terreno-contenitore è trascurabile. È possibile affermare che il contenitore, progettato e realizzato al fine di essere adeguatamente deformabile, soddisfa i criteri di progettazione.

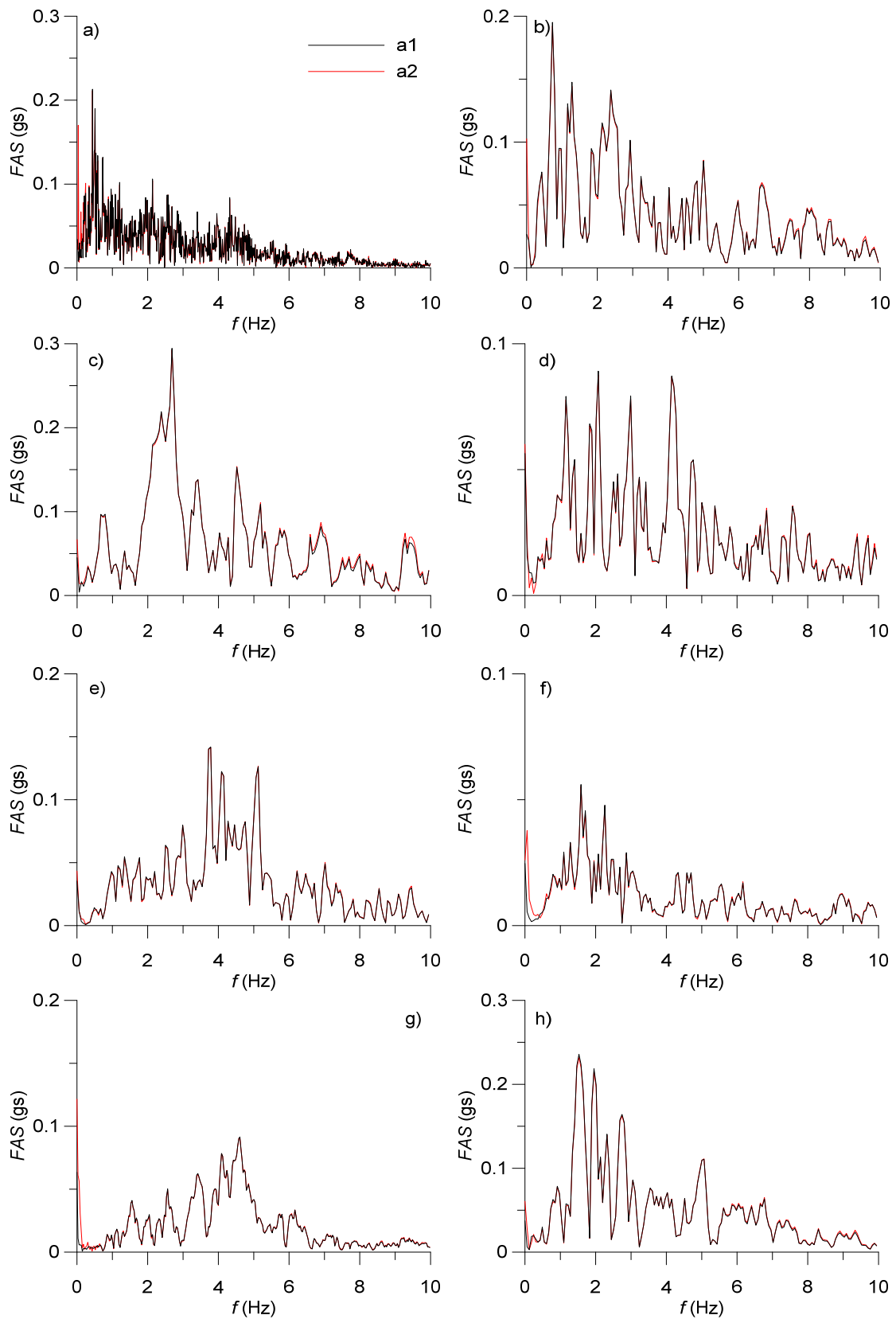


Figura 5.16 Confronto tra i FAS dei segnali a_1 ed a_2 relativi a: a) Irpinia b) Kobe Japan c) Loma Prieta. d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock

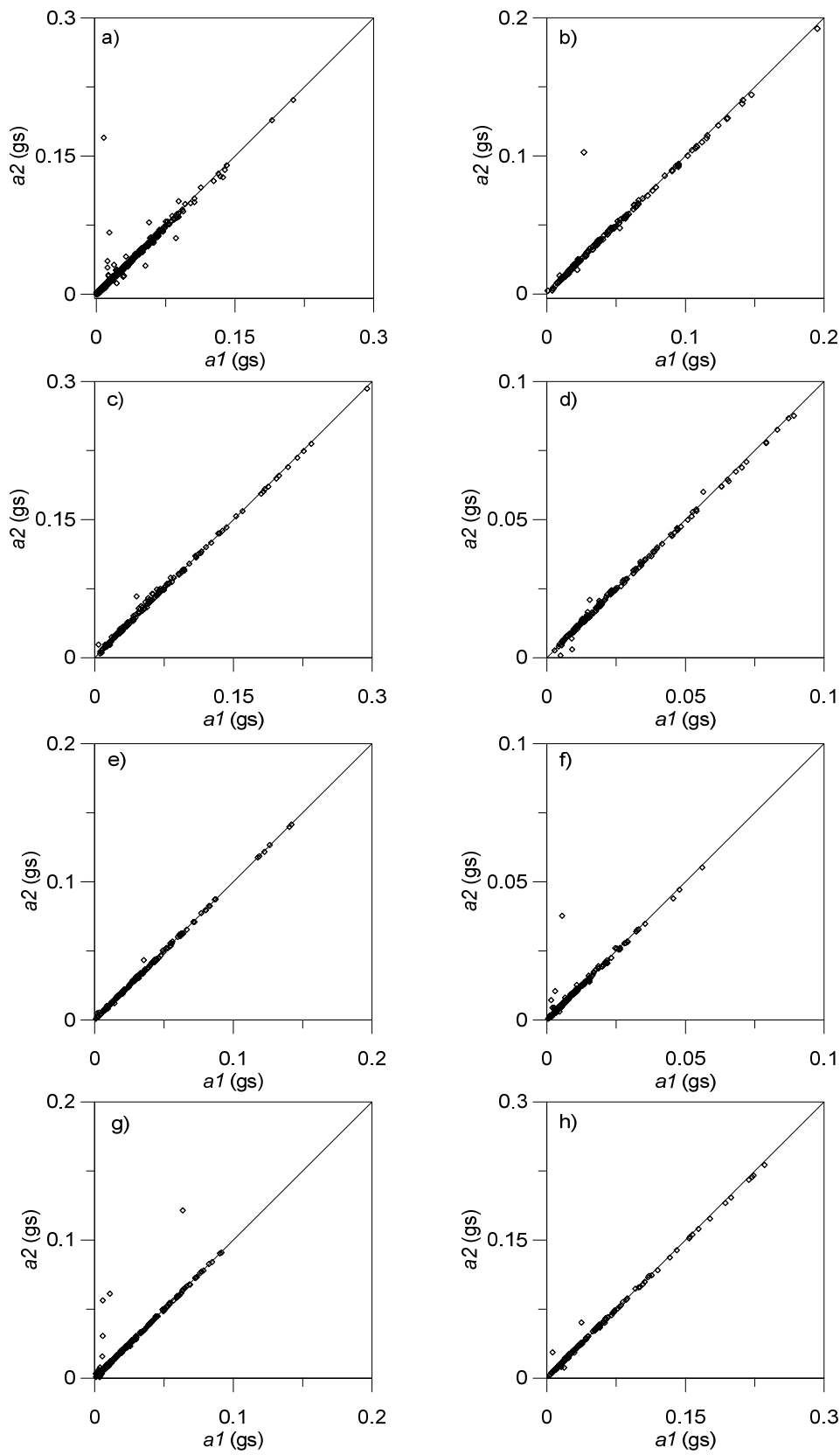


Figura 5.17 Confronto tra i FAS dei segnali a_1 ed a_2 relativi a: a) Irpinia b) Kobe Japan c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando. f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock

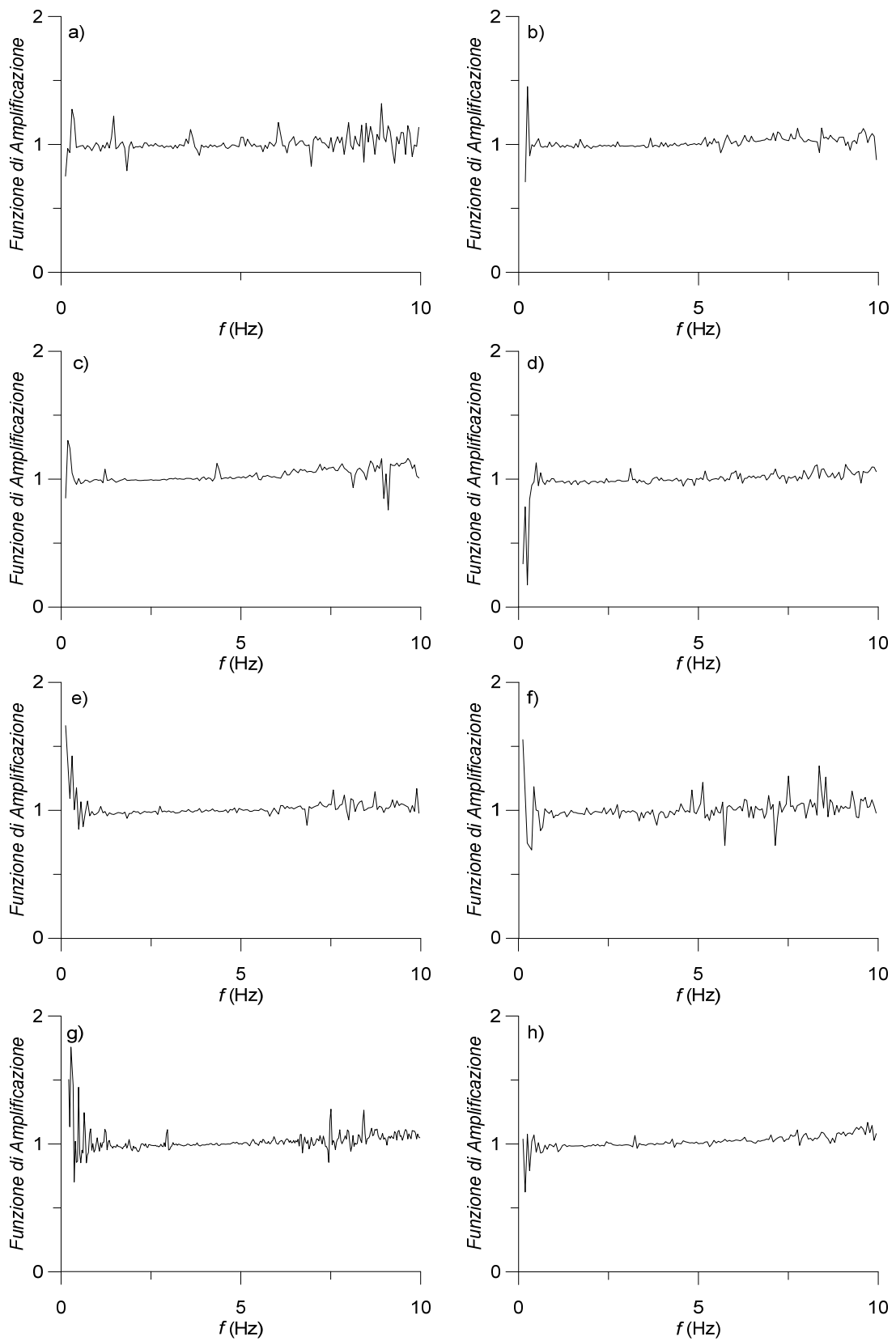


Figura 5.18 Funzione di amplificazione tra i segnali a_1 ed a_2 : a) Irpinia b) Kobe Japan c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock

5.2.4 Ripetibilità delle prove

Al fine di validare la capacità del sistema di riprodurre la storia temporale desiderata, sia essa espressa in spostamento che in accelerazione, è necessario comprendere se, a parità di input, il valore di Setpoint misurato alla tavola sia il medesimo ogni volta che si esegue una prova. In questo caso, è fondamentale valutare tale aspetto al fine di definire una misura preliminare della capacità del sistema di garantire un'adeguata ripetibilità delle prove, le quali potrebbero essere eseguite più volte sul medesimo modello al fine di corroborare e validare in maniera più scrupolosa i risultati sperimentali che, come è noto, sono suscettibili di errori dovuti alle condizioni al contorno ma, ancor di più, ai limiti delle apparecchiature che lavorano con modelli (o campioni) realizzati in laboratorio al fine di ricreare delle condizioni prototipali del sistema reale.

La ripetibilità è, infatti, il grado di concordanza tra le misure di una determinata grandezza effettuate nelle stesse condizioni; è dunque necessario che le misurazioni siano effettuate con il medesimo strumento di misura (nel caso in esame lo stesso accelerometro). È opportuno verificare che le discordanze, pur presenti in quanto legate al fisiologico errore casuale, non siano così ampie da inficiare la significatività della misura stessa. Come è noto possono essere presenti diverse fonti di disturbo che possono indurre discrepanze tra le misurazioni, seppur modeste, come ad esempio rumori di fondo, errori legati agli strumenti di misura, disturbi sui circuiti elettrici etc. Bisogna dunque indagare tali discrepanze al fine di assicurare che queste siano contenute e non imputabili a limiti di operatività dell'apparecchiatura, così da garantire che un modello possa essere sottoposto al medesimo input durante differenti test.

A tale scopo, sono state effettuate delle misurazioni relative alla storia di spostamento e di accelerazione in corrispondenza della tavola vibrante così da

confrontare i Setpoint relativi alle misurazioni effettuate durante due prove eseguite con il medesimo input. Pertanto, sono stati utilizzati come segnali di input quelli presentati nel paragrafo 5.2.1 e come accelerometro posto in corrispondenza della tavola vibrante lo stesso accelerometro ad alta capacità utilizzato per le medesime misurazioni durante i test dinamici, le cui caratteristiche principali sono riassunte nella Tabella 5.5. Anche in questo caso i segnali di output forniti dall'accelerometro sono stati filtrati attraverso un filtro passa-basso impostato su 50 Hz. I dati sono stati acquisiti ad una frequenza di campionamento di 1000 Hz.

Per ogni segnale di input sono stati, dunque, eseguiti due test e due relative misurazioni di accelerazione alla tavola (A1 ed A2). Le coppie di valori misurati sono state confrontate per ciascun test al fine di avere una visione più generale della possibilità di ripetere più volte un test avendo cura di imporre al modello una storia temporale congruente per ogni prova.

In Tabella 5.12 sono presentati gli errori sul picco massimo di accelerazione (ϵ_A) ottenuto nelle due prove, valutati in accordo con l'equazione 5.1. Come è possibile notare, tra le due prove, le differenze sono minime.

La Figura 5.19 mostra un confronto tra le storie temporali di accelerazione, A1 e A2, registrate alla tavola durante le coppie di prove, utilizzando come input gli accelerogrammi selezionati. Bisogna tener presente che è stato necessario rifasare i due segnali al fine di ottenere una migliore congruenza rispetto ai vari istanti temporali di misurazione; tale risultato è stato conseguito con una traslazione dei segnali rispetto all'asse delle ordinate, così da ottenere, per iterazione, il valore minimo del RRMSE calcolato, così da minimizzare lo sfasamento tra le due misurazioni. Come si può notare il confronto, per tutti gli input considerati, permette di affermare che l'andamento delle storie temporali è congruente per le diverse misurazioni anche nella fase strong-motion. Le differenze più marcate si manifestano nella parte iniziale e

finale del segnale, in cui si hanno valori di accelerazione esigui, range temporali, questi, in cui si manifestano maggiormente disturbi relativi a rumore di fondo o non accuratezza delle misurazioni legate ai limiti fisici, ed inevitabili, degli strumenti di misura.

Segnale	ϵ_A
Irpinia	2%
Kobe	2%
Loma Prieta	1%
Northridge-01	0%
San Fernando	1%
Sicily	3%
Umbria Marche 3rd Shock	1%
Friuli 1st Shock	2%

Tabella 5.12 Confronto tra i segnali A1 e A2: errore sul picco di accelerazione alla tavola

Nella Figura 5.20 sono rappresentate, coerentemente, gli sfasamenti tra i segnali misurati A1 ed A2 (tavola), al fine di valutare se le operazioni di rifasamento possano garantire un confronto adeguato tra i due segnali. Come si può notare, le operazioni di rifasamento hanno portato a risultati accettabili ad eccezione dell'accelerogramma Irpinia, per il quale la congruenza dell'andamento della storia temporale è garantito, ma risulta maggiormente influenzabili dai disturbi imputabili allo strumento di misura, mostrando differenze ad alte frequenze, poiché caratterizzato da piccole accelerazioni rispetto alle quali si possono verificare picchi di accelerazioni di segno discorde seppur inferiori a 0.05g. Bisogna infatti tener conto di questo aspetto per

comprendere eventuali, e trascurabili, differenze tra i segnali A1 ed A2 presentati nella Figura 5.19.

Nella Figura 5.21 è presentato un confronto tra gli Spettri di Ampiezza di Fourier (*FAS*) relativi i segnali A1 ed A2 (tavola) per ogni input selezionato. È possibile notare come nel range di frequenze significative 0-10 Hz, all'interno del quale ricade la frequenza principale di tutti gli input selezionati (Tabella 5.4, §5.2.1), le due misurazioni garantiscono risultati congruenti, al netto di contenute differenze di modesto valore in termini assoluti.

Le differenze registrate tra i *FAS* dei segnali A1 ed A2 (tavola) sono state indagate in maniera più approfondita osservando la funzione di amplificazione ottenute come rapporto tra i due spettri. Nella Figura 5.22 sono rappresentate le funzioni di amplificazione, le quali mostrano un andamento medio che oscilla attorno al valore unitario. I valori non unitari sono comunque contenuti e frutto di inevitabili discrepanze che in termini di differenze assolute tra i due spettri sono contenute in quanto maggiormente evidenti per valori di ampiezza del rispettivo valore target esigui.

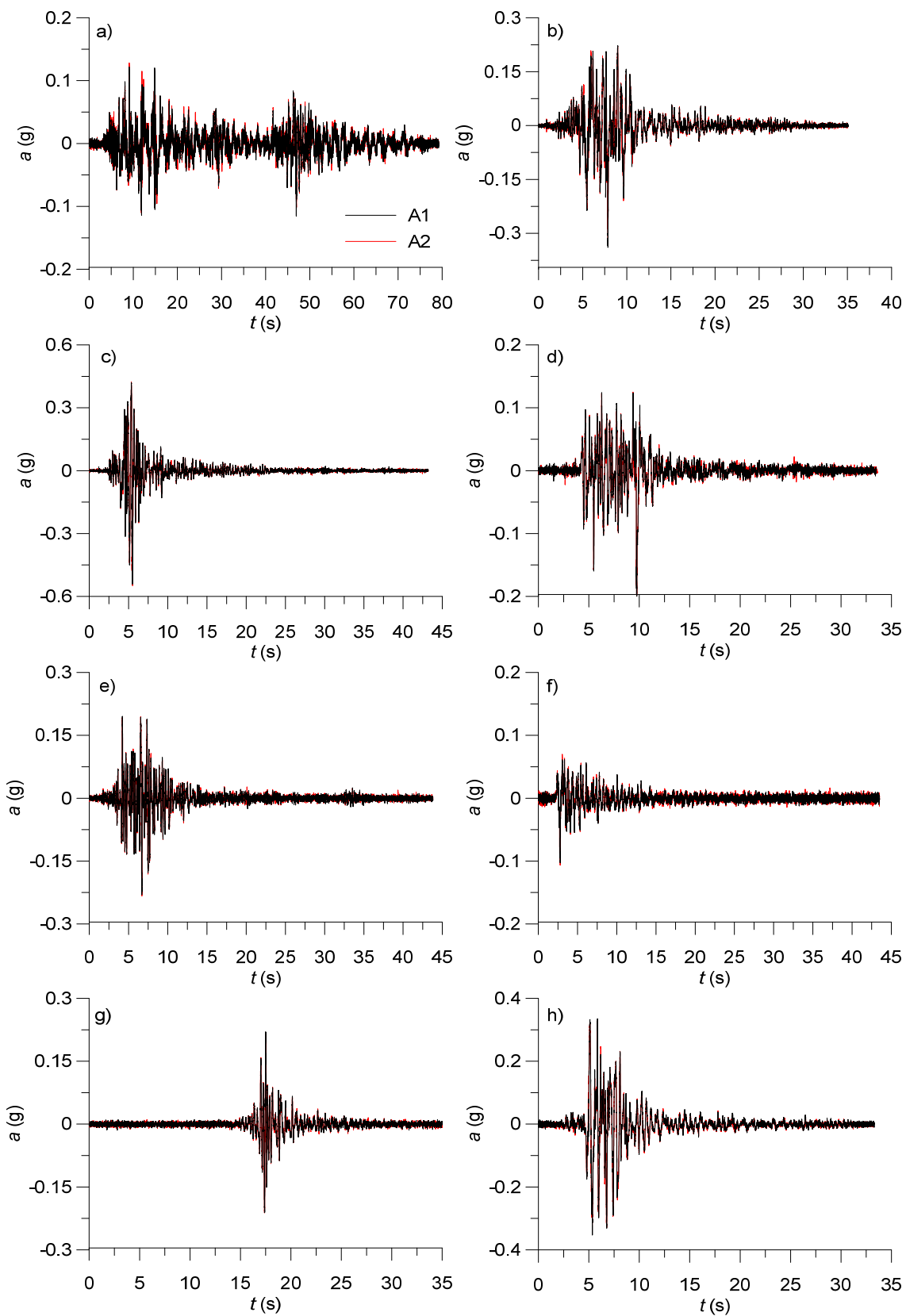


Figura 5.19 Confronto tra i segnali A1 e A2 (tavola): a) Irpinia b) Kobe Japan c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock

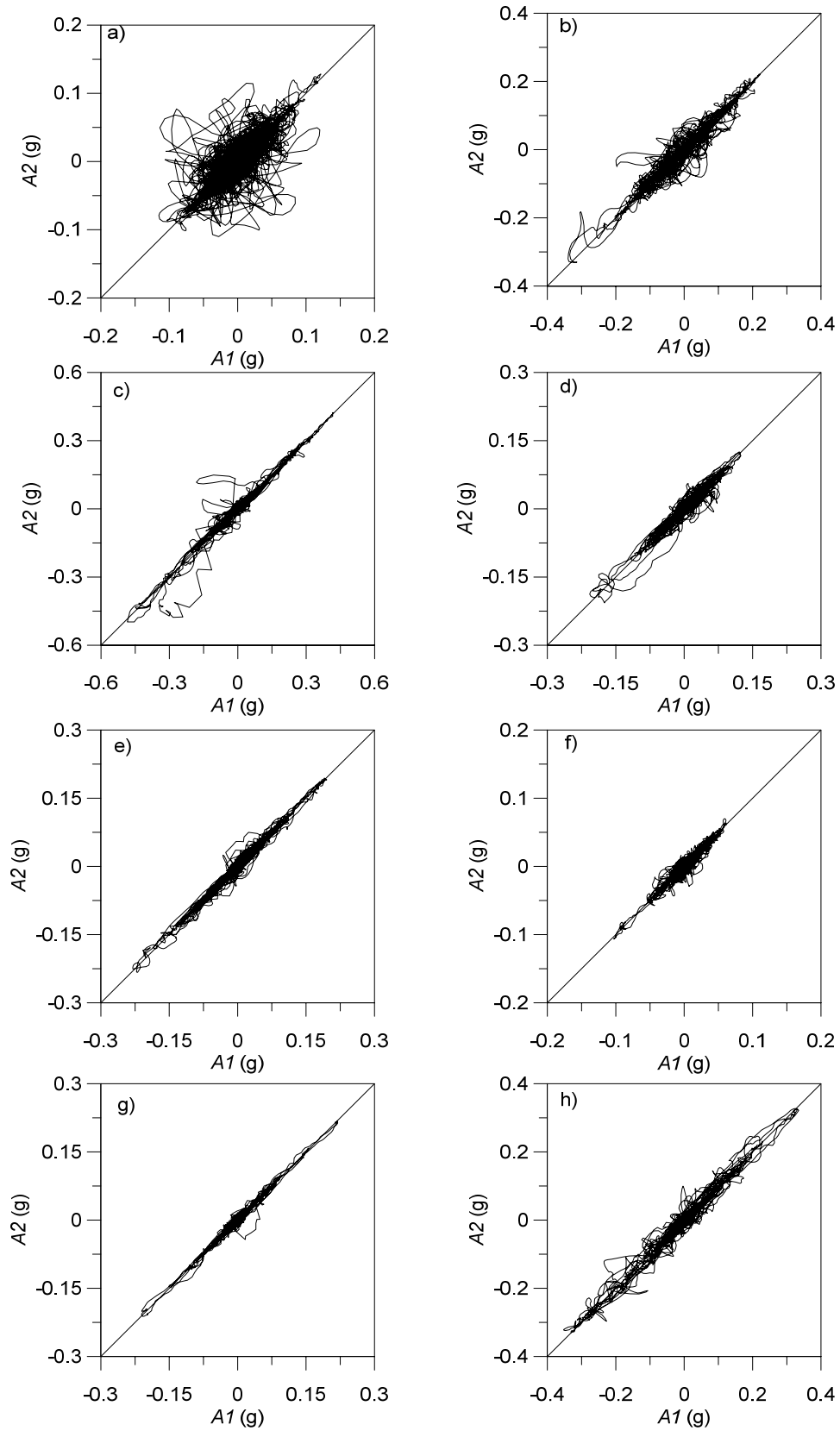


Figura 5.20 Sfasamento dei segnali A_1 e A_2 (tavola) relativi: a) Irpinia b) Kobe Japan c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock

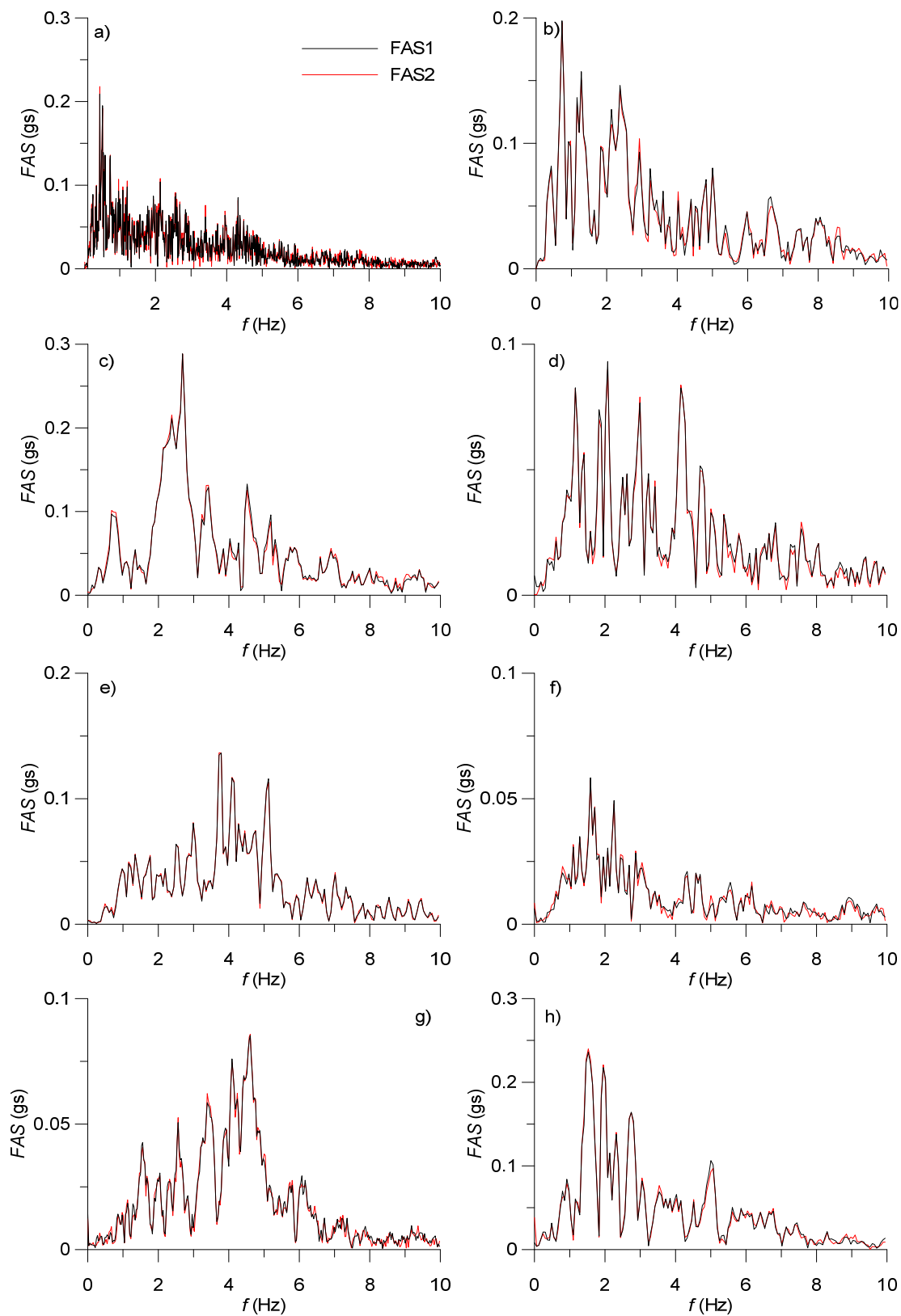


Figura 5.21 Confronto tra i FAS dei segnali A1 e A2 (tavola): a) Irpinia b) Kobe Japan c) Loma Prieta. d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock

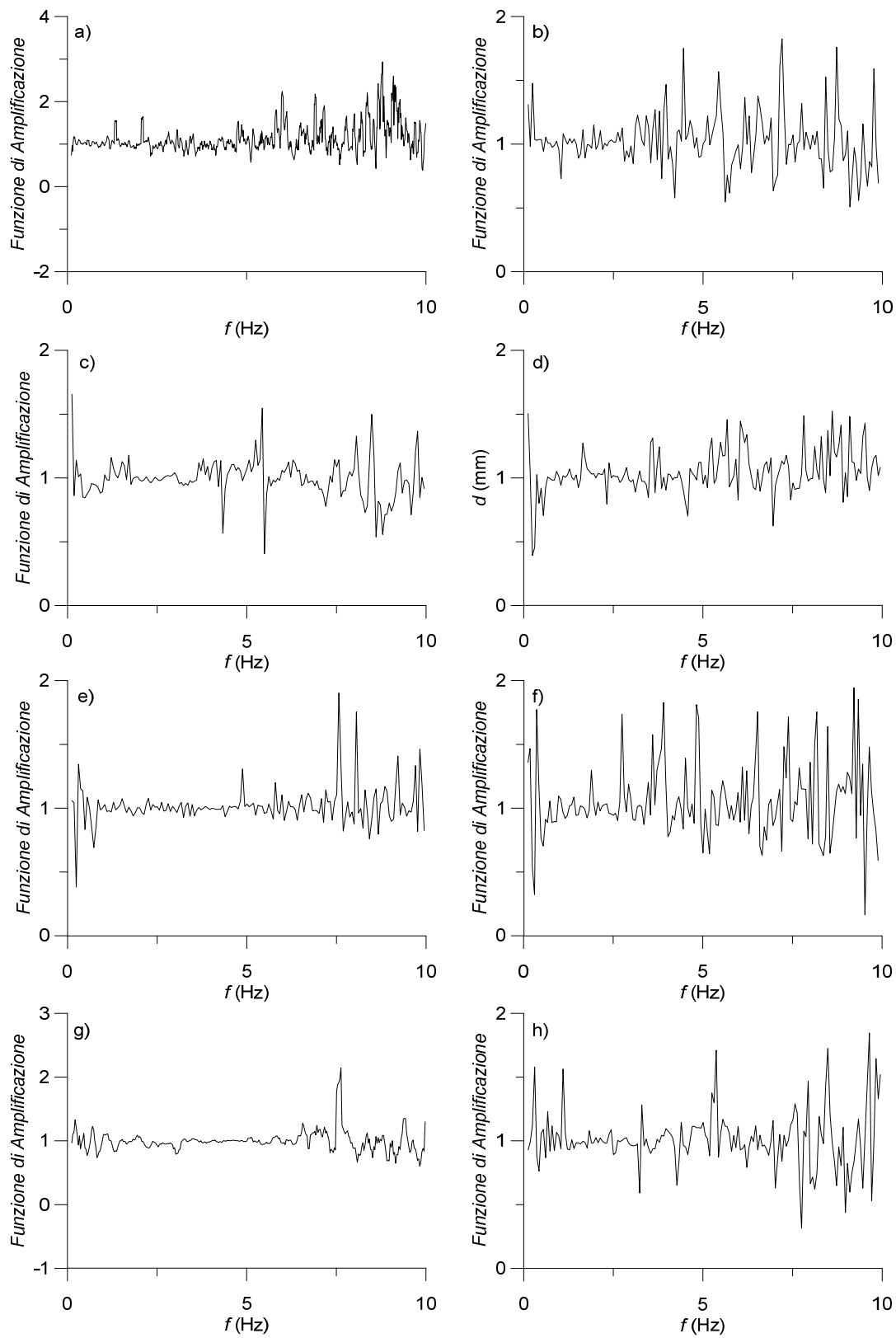


Figura 5.22 Funzione di amplificazione dei segnali A1 e A2 (tavola): a) Irpinia b) Kobe Japan c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock

Come si può infatti notare osservando la Figura 5.23, nella quale sono rappresentate nell'asse delle ascisse e delle ordinate rispettivamente i valori dei FAS dei due segnali A1 ed A2 (tavola) tra 0 e 30 Hz, i valori si dispongono lungo una retta di pendenza unitaria, a testimonianza del fatto che le differenze sono contenute e dunque accettabili. La Tabella 5.13 mostra per ogni segnale la regressione relativa ai punti FAS rappresentati nella Figura 5.23 ed i corrispettivi valori di R^2 (eq. 5.3), ed il valore di errore standard σ_y per la valutazione di A2 (eq. 5.4). Come si può notare i valori di coefficiente angolare sono prossimi all'unità come desumibile dalla Figura 5.23.

Segnale	Regressione	R^2	σ_y
Irpinia	$A2 = 0.98 A1$	0.94	0
Kobe Japan	$A2 = 0.99 A1$	0.98	0
Loma Prieta	$A2 = 0.99 A1$	0.99	0
Northridge-01	$A2 = 0.99 A1$	0.99	0
San Fernando	$A2 = A1$	1	0
Sicily	$A2 = 0.99 A1$	0.97	0
Umbria Marche 3rd Shock	$A2 = 0.99 A1$	0.99	0
Friuli 1st Shock	$A2 = A1$	0.99	0

Tabella 5.13 Regressioni lineari dei valori FAS dei segnali A1 ed A2 misurati alla tavola

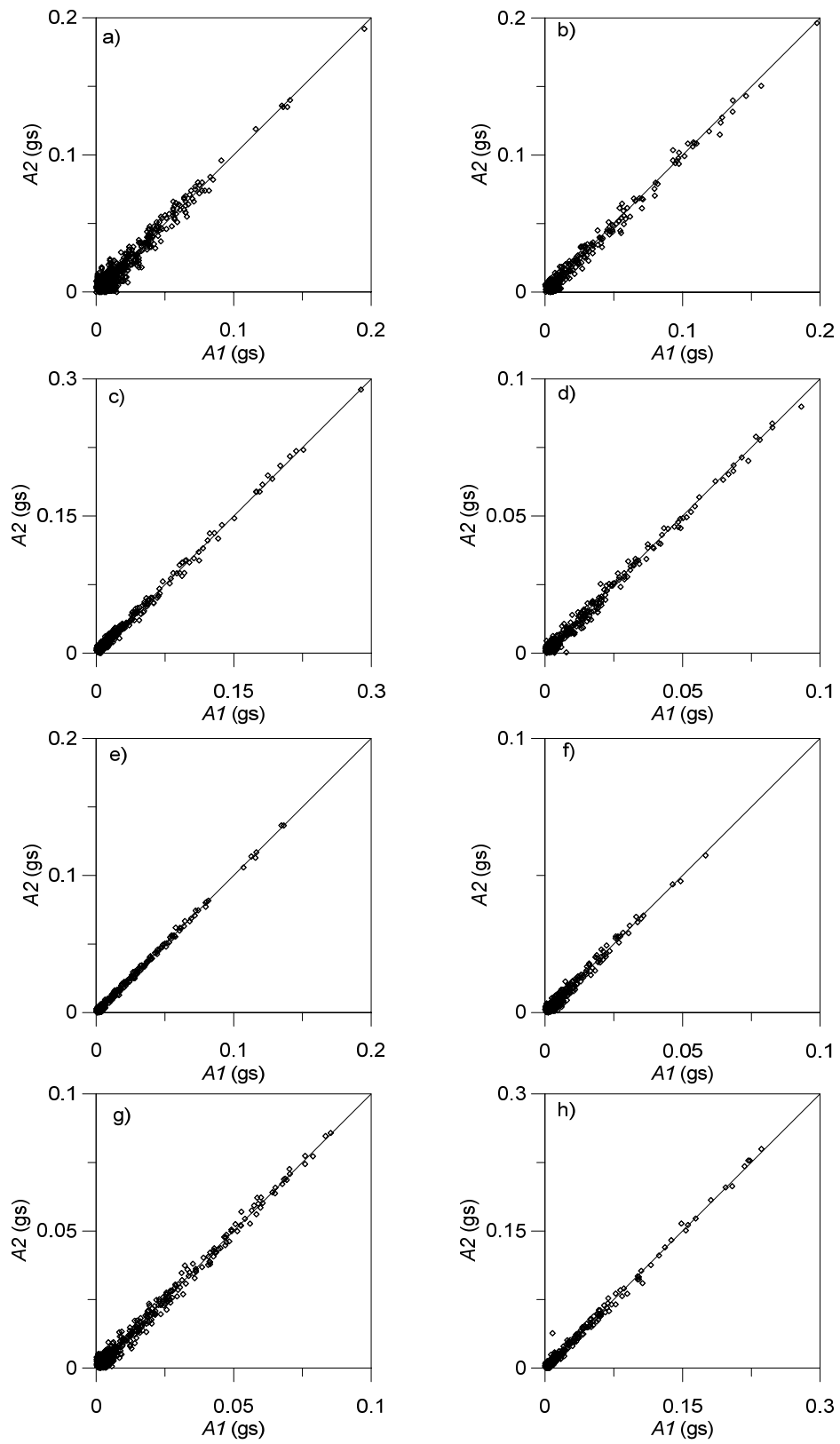


Figura 5.23 Confronto tra i FAS dei segnali A1 e A2 (tavola) relativi: a) Irpinia b) Kobe c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando. f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock

Medesime considerazioni possono essere fatte andando a confrontare i segnali A1 e A2 registrati nel punto centrale del deposito ad una profondità di 15 cm (centro).

La Figura 5.24 mostra un confronto tra le storie temporali di accelerazione registrate durante le coppie di prove, A1 e A2 (centro), le quali, in seguito alle operazioni di rifasamento, già introdotto precedentemente, anche in questo caso risultano congruenti, soprattutto nella fase strong-motion nella quale gli effetti del rumore di fondo o di limiti dello strumento di misura sono trascurabili rispetto all'entità del segnale registrato.

Nella Figura 5.25 sono rappresentate gli sfasamenti tra i segnali misurati A1 ed A2 (centro), al fine di validare le operazioni di rifasamento. Al contrario dei risultati relativi la coppia di segnali registrati alla tavola, sul modello non si registrano difformità tra nessuno dei diversi accelerogrammi in seguito al rifasamento, poiché in questo caso il limite inferiore del range di operatività dell'accelerometro è pari a 0.1g, contro i 0.4g dell'accelerometro utilizzato per le misurazioni alla tavola.

Nella Figura 5.26 è presentato un confronto tra gli Spettri di Ampiezza di Fourier (*FAS*) relativi i segnali A1 ed A2 (centro), misurati al centro del deposito, per ogni input selezionato. Anche in questo caso nel range 0-10 Hz le misurazioni garantiscono risultati congruenti. La Figura 5.27 mostra le funzioni di amplificazione che sottolineano, e meglio descrivono, la congruenza tra i valori dei *FAS*. Quest'ultima infatti, analogamente a quanto verificato per i segnali misurati alla tavola, è prossima all'unità per i diversi segnali presi in esame. La Figura 5.28 mostra un confronto, e ne evidenzia graficamente la congruenza, tra i *FAS* in un range che varia tra 0-30 Hz, anche in questo caso nell'asse delle ascisse e delle ordinate si mostrano rispettivamente i valori dei *FAS* dei segnali A1 ed A2 (centro) i quali si dispongono lungo una retta di pendenza unitaria.

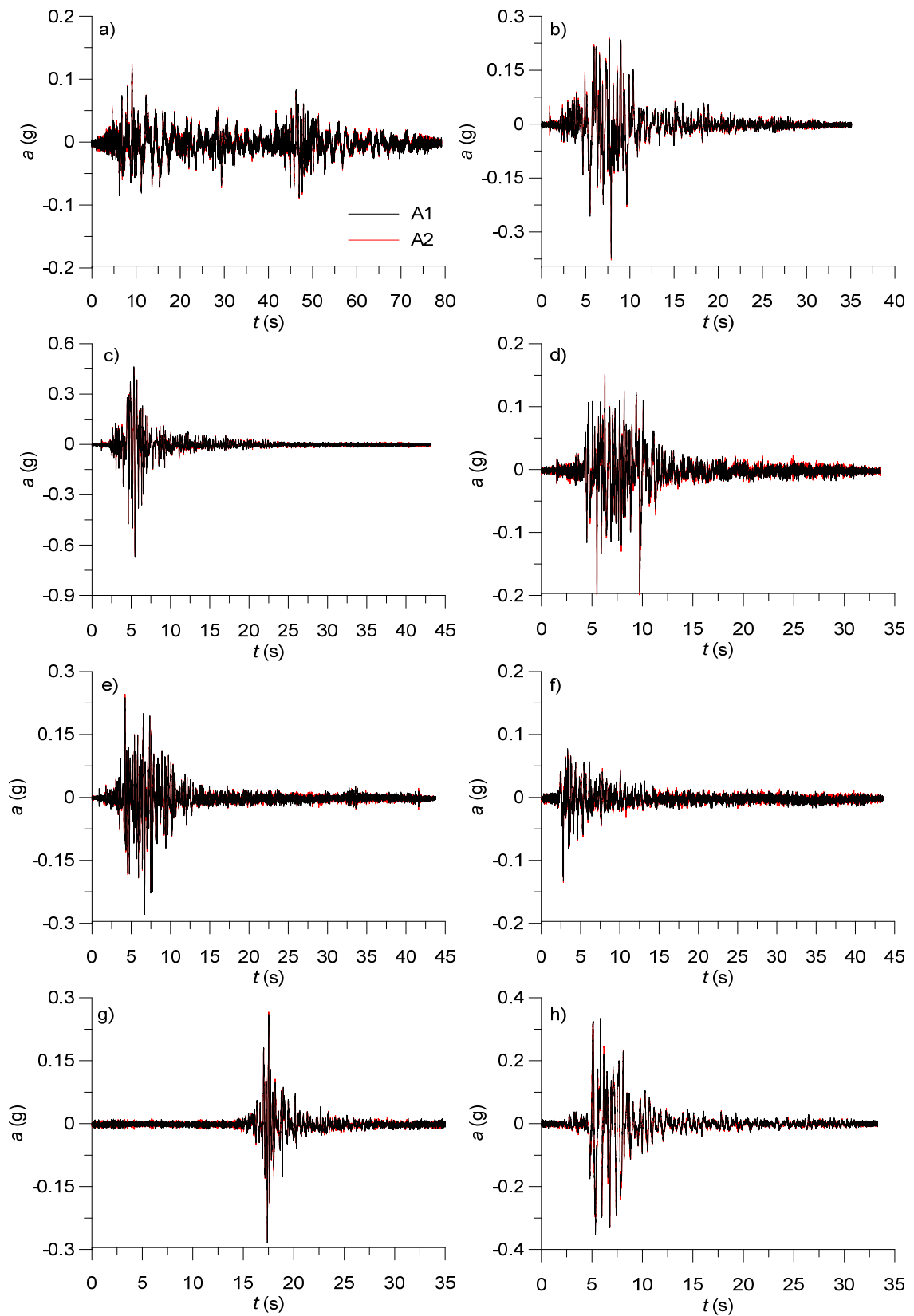


Figura 5.24 Confronto tra i segnali A1 e A2 (centro) relativi: a) Irpinia b) Kobe Japan c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock

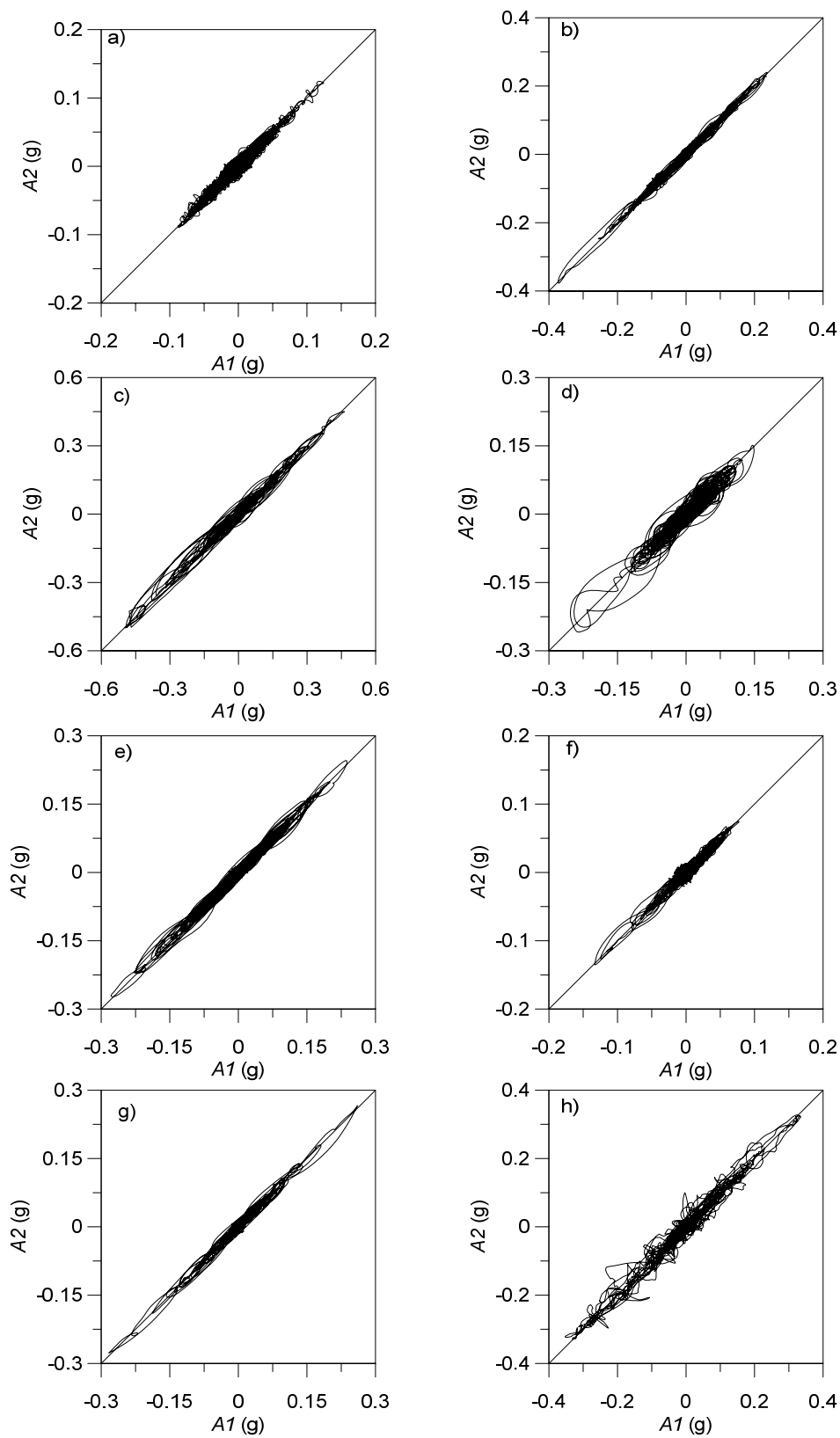


Figura 5.25 Sfasamento dei segnali $A1$ e $A2$ (centro) relativi: a) Irpinia b) Kobe Japan c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock

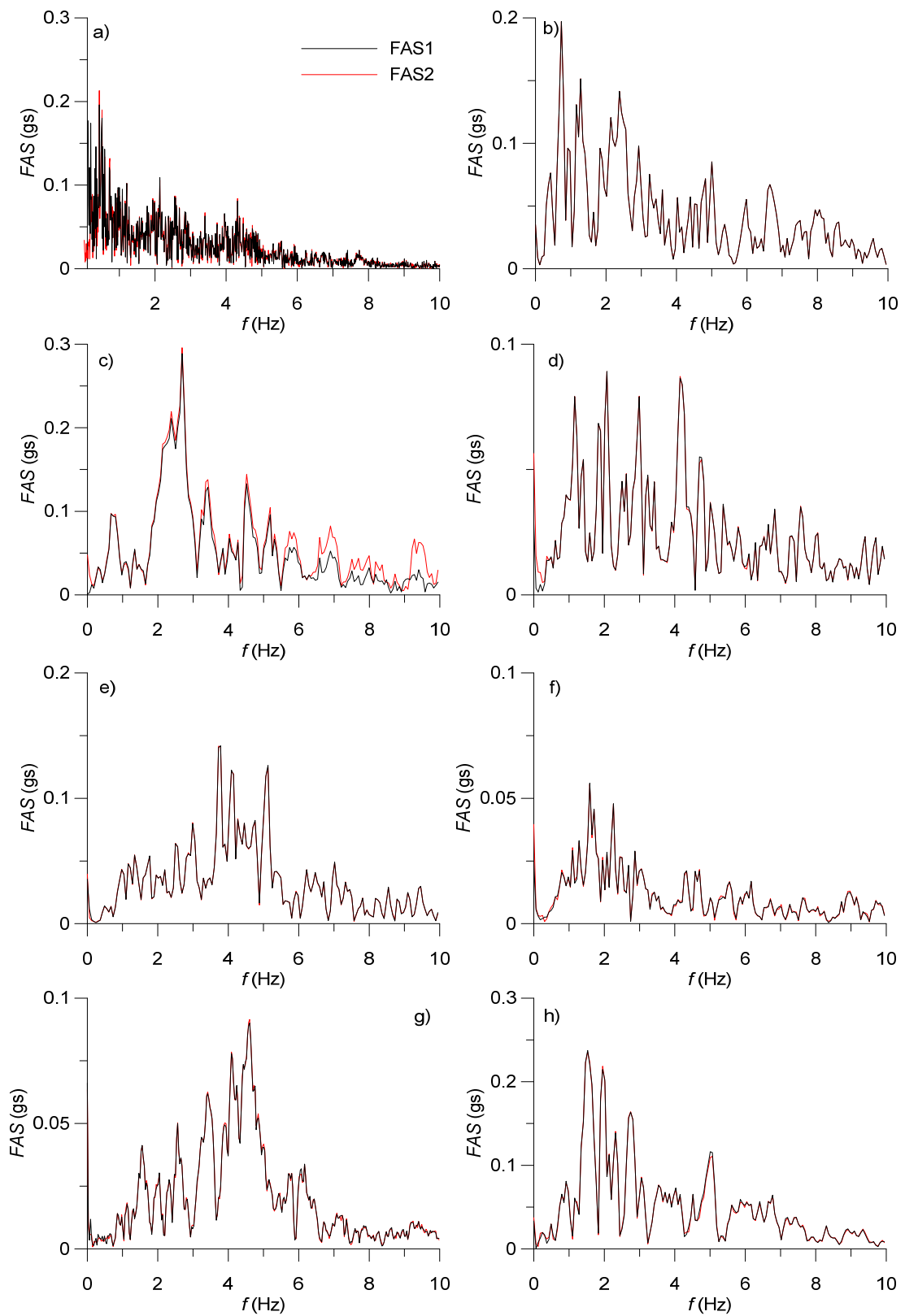


Figura 5.26 Confronto tra i FAS dei segnali A1 e A2 (centro): a) Irpinia b) Kobe Japan c) Loma Prieta. d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock

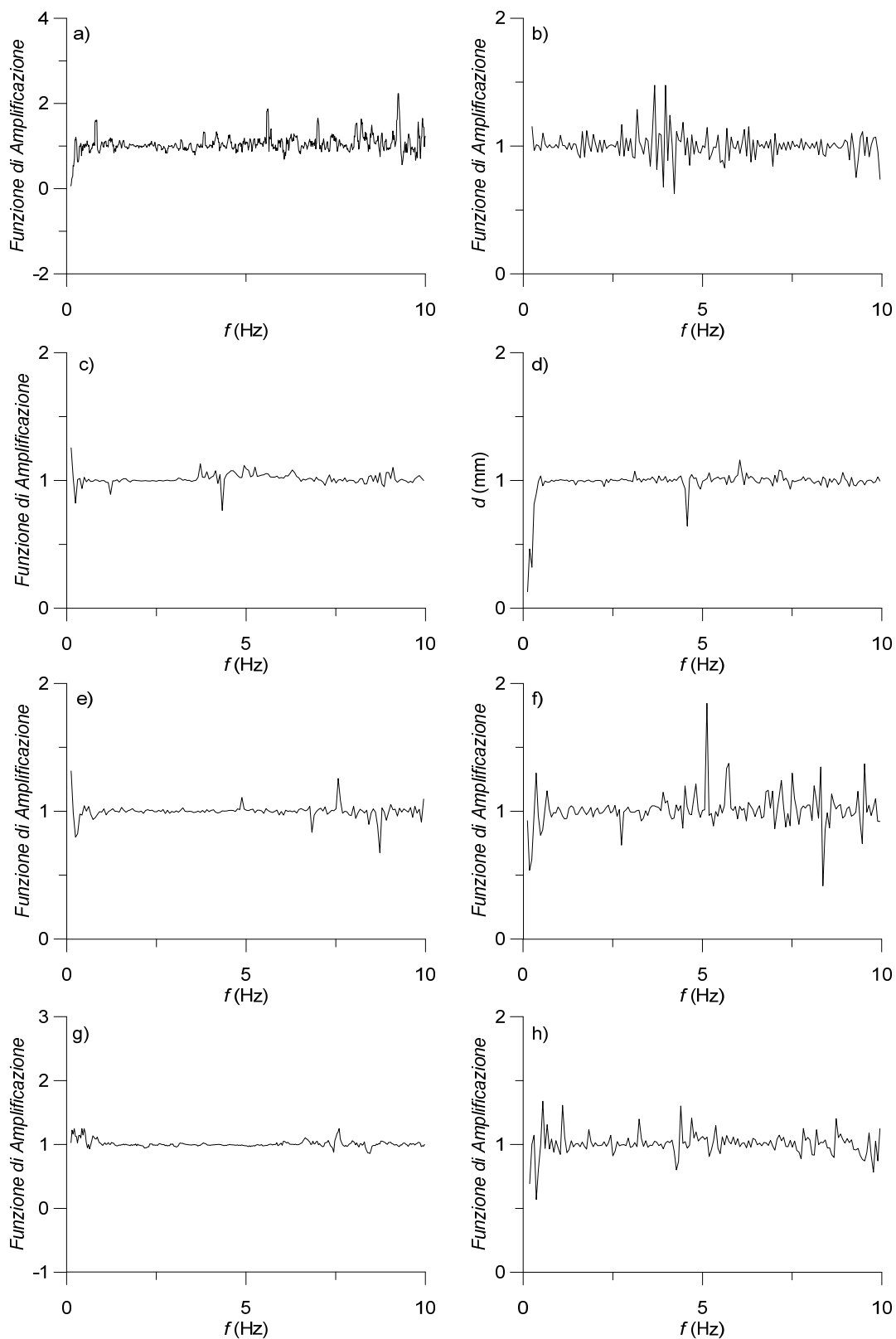


Figura 5.27 Funzione di amplificazione tra i segnali A1 e A2 (centro): a) Irpinia b) Kobe Japan c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock

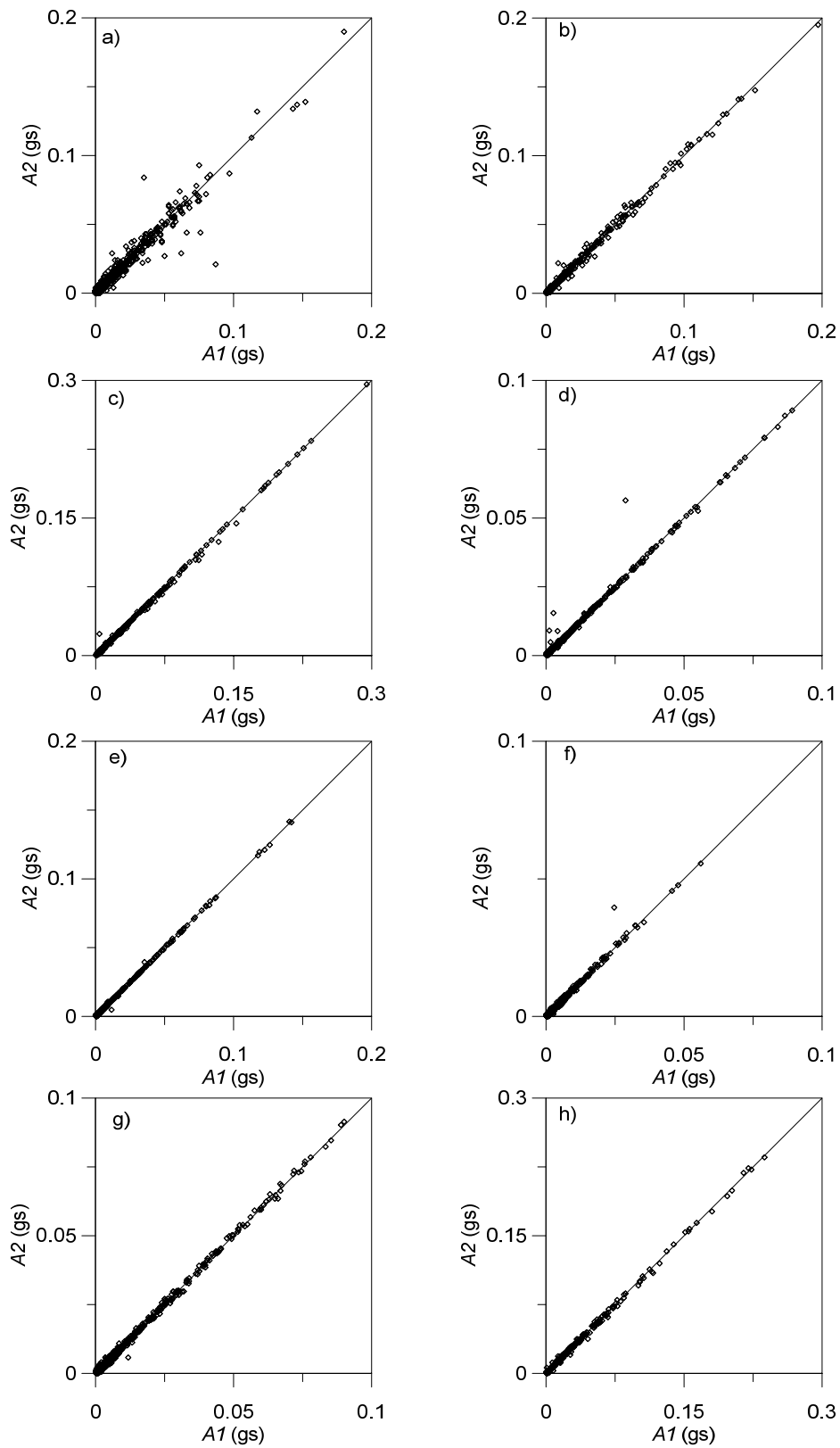


Figura 5.28 Confronto tra i FAS dei segnali A1 e A2 (centro) relativi: a) Irpinia b) Kobe c) Loma Prieta d) Northridge-01 e) San Fernando. f) Sicily g) Umbria Marche 3rd Shock and h) Friuli 1st Shock

La Tabella 5.14 evidenzia la come le regressioni dei punti prima definiti sono assimilabili alla bisettrice del quadrante cartesiano individuato. Nello specifico vengono presentati i valori di R^2 (eq. 5.3), ed il valore di errore standard σ_y per la valutazione di A_2 (eq. 5.4).

Segnale	Regressione	R^2	σ_y
Irpinia	$A_2 = 0.96 A_1$	0.96	0
Kobe Japan	$A_2 = A_1$	1	0
Loma Prieta	$A_2 = 0.99 A_1$	1	0
Northridge-01	$A_2 = A_1$	0.99	0
San Fernando	$A_2 = A_1$	1	0
Sicily	$A_2 = 1.01 A_1$	0.99	0
Umbria Marche 3rd Shock	$A_2 = A_1$	1	0
Friuli 1st Shock	$A_2 = 0.99 A_1$	1	0

Tabella 5.14 Regressioni lineari dei valori FAS dei segnali A_1 ed A_2 misurati al centro

È dunque possibile affermare che l'apparecchiatura in dotazione al laboratorio EUROLAB CERISI, alla luce di quanto mostrato nel presente paragrafo, è in grado di garantire un'adeguata ripetibilità delle prove in termini di input impresso alla tavola vibrante e dunque al modello contenuto all'interno del contenitore ad essa vincolato.

5.3 Calibrazione del sistema di deposizione

Per eseguire prove dinamiche su sistemi in terra, è assolutamente necessario poter ricreare in laboratorio le caratteristiche del prototipo di riferimento realizzando un modello con caratteristiche definite nella fase di progettazione della prova. Uno dei

parametri che principalmente entra in gioco, e che conseguentemente va considerato al fine di costruire un modello dal quale sarà possibile desumere informazioni affidabili, è la densità relativa.

A tal fine, durante la fase di progettazione, oltre che al simulatore costituente l'apparecchiatura per l'esecuzione delle prove, si è prestata particolare attenzione per l'inclusione di un sistema di deposizione pluviale viaggiante, descritto più dettagliatamente nel §3.2.5, che permette di realizzare strati di terreno a densità relativa differente, in relazione alle variabili che è possibile controllare. Quest'ultime sono di seguito riassunte:

1. altezza di caduta (H_F), variabile tra 30 mm e 3000 mm dal fondo del contenitore
2. dimensione dell'apertura (W_H), apertura della bocca della tramoggia variabile tra 1 mm e 15 mm
3. velocità (V_H), velocità con la quale si muove la tramoggia variabile tra 1 cm/s e 16.6 cm/s.

La campagna sperimentale ha come obiettivo quello di realizzare un abaco con curve parametriche, e relative espressioni analitiche, per poter desumere, al variare delle suddette variabili, la densità relativa che il terreno assume in seguito al processo di deposizione. Congruentemente, sono state eseguite diverse prove facendo variare altezza di caduta e velocità di deposizione, due grandezze che è possibile modificare mediante il software del sistema di deposizione sfruttando l'apposito pannello di controllo digitale, al contrario dell'apertura della bocca della tramoggia la quale richiede, invece, un intervento manuale dell'operatore per poterne modificare l'ampiezza. In questo modo sono state ottenute tre curve utilizzabili al fine di poter, successivamente, tarare espressioni analitiche utili per realizzare modelli in terra dalle caratteristiche di densità note.

Le prove sono state effettuate depositando nel contenitore la sabbia a disposizione del laboratorio (Tab. 5.1, §5). Per poter avere la misura della densità ottenuta, sul fondo viene posto un contenitore metallico troncoconico di dimensioni, quindi volume, e peso noti, caratteristiche di fabbrica riassunte nella Tabella 5.15. In quest'ultima vengono riportati, nello specifico, l'altezza (h_s) i diametri interni superiore (D_{si}) ed inferiore (D_{ii}), l'area superiore (A_s) ed inferiore (A_i) della sezione, il volume calcolato (V_{calc}) ed il Peso (P_s). Nella Figura 5.29 viene mostrato il layout della prova mediante una vista in pianta ed in sezione.

h_s	141	mm	14.1	cm
D_{si}	196.5	mm	19.65	cm
D_{ii}	176.7	mm	17.67	cm
A_s	30310.62	mm ²	303.10	cm ²
A_i	24509.97	mm ²	245.09	cm ²
V_{calc}	3.86	l	3857.61	cm ³
P_s	260	g		

Tabella 5.15 Caratteristiche di fabbrica dei contenitori metallici

Lo spazio di deposizione è stato mantenuto sufficientemente ampio al fine di non avere interferenze dovute alla fase di accelerazione e decelerazione della tramoggia durante l'inversione della direzione del moto, considerando che per depositare uno strato di 15 cm di terreno sono necessari più passaggi della tramoggia sul punto in esame. I valori di accelerazione (e decelerazione) del sistema sono stati impostati dal produttore pari a 100 mm/s², ma possono essere modificati dall'operatore tramite software, utilizzando il pannello di controllo.

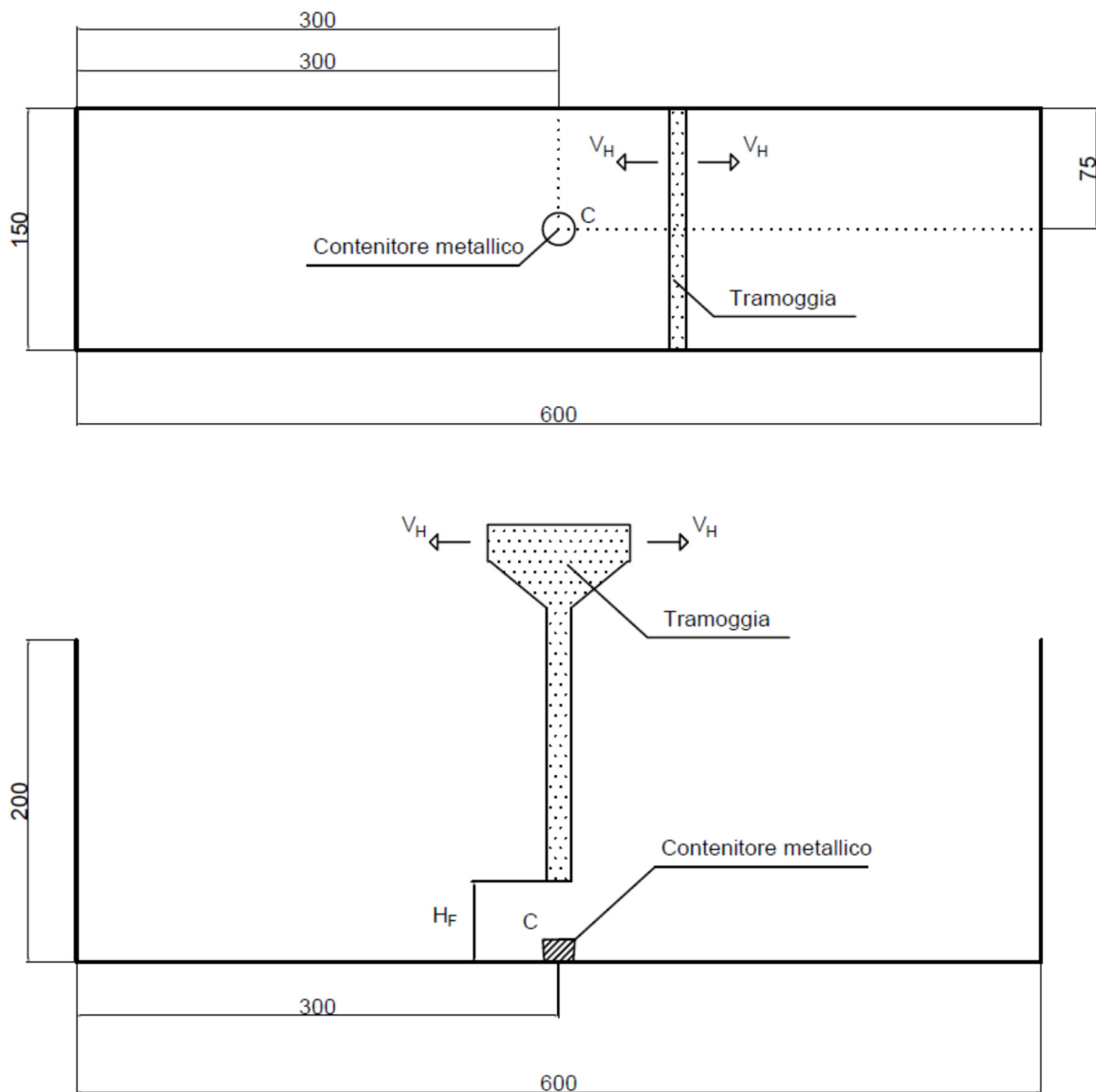


Figura 5.29 Layout della prova

Successivamente, una volta terminata la fase di deposizione, il contenitore pieno viene pesato così da poter ricavare il valore di peso dell'unità di volume (γ) mediante l'equazione 5.5, il valore dell'indice dei vuoti (e) mediante l'equazione 5.6, ed infine il valore di densità relativa (D_R) ottenuto mediante l'equazione 5.7.

$$\gamma = \frac{\text{Peso del campione}}{\text{Volume del contenitore}} \quad (5.5)$$

$$e = \frac{Gs}{\gamma} - 1 \quad (5.6)$$

dove G_s è il peso specifico dei grani.

$$D_R = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \cdot 100 \quad (5.7)$$

Questo tipo di prove di calibrazione, eseguite con apparecchiature di grandi dimensioni, presentano difficoltà legate alla necessità di svuotare il contenitore ESB così da poter garantire un piano orizzontale sul quale allocare i contenitori che accoglieranno il campione di terreno. Inoltre, risulta complessa anche la successiva fase di riempimento della tramoggia, di cui il sistema di deposizione è dotato, che ha un volume considerevole, pari a 1.5 m³.

Nel caso in esame, si è pensato di agevolare le operazioni di riempimento della tramoggia, operazione svolta ogni qualvolta si è ravvisata la necessità, utilizzando delle big-bag precedentemente riempite, con il terreno di prova a disposizione, in seguito alle operazioni di svuotamento del contenitore ESB. In questo modo mediante l'utilizzo del carroponte del laboratorio è stato, all'occorrenza, riversato il terreno nella tramoggia.

Allo stesso modo, un ulteriore aspetto da attenzionare è stata la mobilità degli operatori per entrare ed uscire dal contenitore profondo 2 m. È stata dunque utilizzata una scala metallica, alla quale viene montata un'ulteriore scaletta alla marinara con gabbia di protezione, per scendere all'interno del contenitore. In questo modo è stato inoltre possibile garantire l'ingresso all'interno del contenitore per la pesatura dei contenitori pieni. Nelle Figure 5.30, 5.31 e 5.32 vengono mostrate le big-bag riempite pronte all'utilizzo, le fasi di movimentazione di quest'ultime e la scala opportunamente posizionata.



Figura 5.30 Big-bag predisposte per il riempimento della tramoggia



Figura 5.31 Fase di movimentazione di una big-bag mediante uso del carro ponte



Figura 5.32 Scala utilizzata per l'accesso all'interno del contenitore ESB

Preventivamente all'avvio della campagna di calibrazione del sistema di deposizione, sono state eseguite delle misure per la determinazione del volume del contenitore metallico utilizzato.

Da dati di fabbrica si è desunto un primo valore, V_{calc} (Tab.5.15), il quale è stato successivamente mediato con ulteriori due valori (V_1 e V_2) ottenuti valutando il volume attraverso la quantità di acqua distillata in esso contenuto. La Tabella 5.16 riassume i valori considerati e mostra il valore medio (V_m) utilizzato ai fini dei calcoli precedentemente introdotti, che è risultato essere pari a 3909 cm^3 .

V_{calc}	3.86	1	3858	cm^3
V_1	3.94	1	3940	cm^3
V_2	3.93	1	3930	cm^3
V_m	3.91	1	3909	cm^3

Tabella 5.16 Calcolo del volume medio del contenitore metallico

Il peso del contenitore è stato desunto mediando il valore fornito dal produttore, P_s (Tab.5.15), con altri 2 valori registrati in laboratorio, mediante bilancia con precisione di 0.1 g, ed è risultato essere pari a 269.8 g. In seguito all'esecuzione di ogni singola prova, il contenitore pieno di terra è stato pesato mediante una bilancia con precisione di 0.1 g.

Per ognuno dei 4 valori di altezza e dei 3 valori di velocità sono state eseguite 3 prove differenti, per un totale di 36 (12+12+12) prove di deposizione, così da ottenere un valore medio del peso del terreno contenuto nel volume noto, utilizzato per ricavare le corrispondenti densità relative. I valori di altezza e velocità utilizzati sono riassunti nella Tabella 5.17, la quale riassume le 24 prove di deposizione realizzate.

N° prova	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
H_F (cm)	200	200	200	150	150	150	100	100	100	50	50	50
V_H	6600 mm/min											
	11 cm/s											
N° prova	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
H_F (cm)	200	200	200	150	150	150	100	100	100	50	50	50
V_H	3000 mm/min											
	5 cm/s											
N° prova	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36
H_F (cm)	200	200	200	150	150	150	100	100	100	50	50	50
V_H	10000 mm/min											
	16.6 cm/s											

Tabella 5.17 Programma di prova per la calibrazione del sistema di deposizione

Di seguito, nelle Tabelle 5.18, 5.19, 5.20 e 5.21 si riportano, per i valori di velocità pari a 11 cm/s ed i diversi valori di altezza di caduta, rispettivamente, i pesi netti misurati, i valori di densità, i valori dell'indice dei vuoti e le densità relative dei campioni ottenuti. Per ogni terna di valori sono inoltre mostrati i valori medi.

Peso (g)	H _F	200	150	100	50
misure	1	7155.9	7295.2	6993	6880
	2	7115.2	7059	6954.2	6806
	3	7198	6960	7086.5	6899
	media	6921.2	7104.7	7011.2	6861.7

Tabella 5.18 Peso dei campioni per velocità pari a 11 cm/s

γ (g/cm ³)	H _F	200	150	100	50
misure	1	1.83	1.87	1.79	1.76
	2	1.82	1.81	1.78	1.74
	3	1.84	1.78	1.81	1.76
	media	1.83	1.82	1.79	1.76

Tabella 5.19 Peso dell'unità di volume dei campioni per velocità pari a 11 cm/s

e	H _F	200	150	100	50
misure	1	0.44	0.42	0.48	0.50
	2	0.45	0.46	0.49	0.52
	3	0.44	0.48	0.46	0.50
	media	0.44	0.45	0.47	0.51

Tabella 5.20 Indice dei vuoti dei campioni per velocità pari a 11 cm/s

D _R (%)	H _F	200	150	100	50
misure	1	57%	68%	43%	33%
	2	53%	48%	39%	26%
	3	60%	40%	51%	34%
	media	57%	52%	44%	31%

Tabella 5.21 Densità relativa dei campioni per velocità pari a 11 cm/s

La procedura è stata analogamente ripetuta per valori di velocità pari a 5 cm/s e i differenti valori di altezza di caduta. Anche in questo caso, nelle Tabelle 5.22, 5.23, 5.24 e 5.25 si riportano, per i valori di velocità di 5 cm/s e i diversi valori di altezza di caduta, rispettivamente i pesi netti, i valori di densità, i valori dell'indice dei vuoti e le densità relative ottenute dei campioni ottenuti. Per ogni terna di valori sono inoltre presentati i valori medi.

Peso (g)	H _F	200	150	100	50
misure	1	6801	6814.1	6814.6	6693.1
	2	6898	6811.6	6738.8	6708.9
	3	6909	6866	6764.5	6863.1
media		6869.3	6830.6	6772.6	6755.0

Tabella 5.22 Peso dei campioni per velocità pari a 5 cm/s

γ (g/cm ³)	H _F	200	150	100	50
misure	1	1.74	1.74	1.74	1.71
	2	1.76	1.74	1.72	1.72
	3	1.77	1.76	1.73	1.76
media		1.76	1.75	1.73	1.73

Tabella 5.23 Peso dell'unità di volume dei campioni per velocità pari a 5 cm/s

e	H _F	200	150	100	50
misure	1	0.52	0.52	0.52	0.54
	2	0.50	0.52	0.53	0.54
	3	0.50	0.50	0.53	0.51
media		0.50	0.51	0.53	0.53

Tabella 5.24 Indice dei vuoti dei campioni per velocità pari a 5 cm/s

D _R (%)	H _F	200	150	100	50
misure	1	25%	27%	27%	15%
	2	34%	26%	21%	17%
	3	35%	31%	22%	31%
	media	32%	28%	23%	21%

Tabella 5.25 Densità relativa dei campioni per velocità pari a 5 cm/s

Congruentemente, anche per valori di velocità pari a 16.6 cm/s e i differenti valori di altezza di caduta, nelle Tabelle 5.26, 5.27, 5.28 e 5.29 si riportano, rispettivamente, i pesi netti, i valori di densità, i valori dell'indice dei vuoti, le densità relative ottenute dei campioni ottenuti e per ogni terna di valori i valori medi.

Peso (g)	H _F	200	150	100	50
misure	1	7108.2	7081.5	7059.5	7028.3
	2	7184.6	7157.3	7041	7070.5
	3	7170.4	7101.9	7095.9	6995.9
	media	7154.4	7113.6	7065.5	7031.6

Tabella 5.26 Peso dei campioni per velocità pari a 16.6 cm/s

γ (g/cm ³)	H _F	200	150	100	50
misure	1	1.82	1.81	1.81	1.80
	2	1.84	1.83	1.80	1.81
	3	1.83	1.82	1.82	1.79
	media	1.83	1.82	1.81	1.80

Tabella 5.27 Peso dell'unità di volume dei campioni per velocità pari a 16.6 cm/s

e	H _F	200	150	100	50
misure	1	0.45	0.46	0.46	0.47
	2	0.44	0.44	0.47	0.46
	3	0.44	0.45	0.46	0.48
	media	0.44	0.45	0.46	0.47

Tabella 5.28 *Indice dei vuoti dei campioni per velocità pari a 16.6 cm/s*

D _R (%)	H _F	200	150	100	50
misure	1	53%	50%	48%	46%
	2	60%	57%	47%	49%
	3	58%	52%	52%	43%
	media	57%	53%	49%	46%

Tabella 5.29 *Densità relativa dei campioni per velocità pari a 16.6 cm/s*

I risultati vengono di seguito mostrati graficamente nelle Figure 5.33, 5.34 e 35, nelle quali, rispettivamente, si mostrano i valori di densità relativa, al variare dell'altezza di caduta, registrati per diversi valori di velocità e le medie valutate sui valori per singola altezza.

Nella Figura 5.36 si mostra l'abaco realizzato per la definizione delle variabili in relazione alle esigenze di prova in termini di densità relativa. Si mostrano, nel dettaglio, i valori medi di densità relativa per varie altezze e per le tre velocità considerate e le curve interpolatrici. Quest'ultime sono ottenute dall'interpolazione dei valori medi di densità relativa ottenuti per i diversi valori di velocità. Per tutti e tre i valori di velocità si è utilizzata una regressione logaritmica. Come si può notare, sia per velocità di 16.6 cm/s che di 11 cm/s, si raggiunge un valore limite analogo di velocità massima; questo risultato è utile per definire il valore massimo di densità relativa massima orientativo che è possibile raggiungere con tale sistema di

deposizione. Nel dettaglio, nella Tabella 5.26 si mostrano, per le suddette curve presentate nell'abaco, le espressioni analitiche, coefficiente di determinazione R^2 (eq. 5.3), l'errore standard σ_y (eq. 5.4) e gli errori sulla stima dei coefficienti di regressione (ϵ_A e ϵ_B). I valori di altezza sono espressi in millimetri, ed i valori di velocità in cm/s.

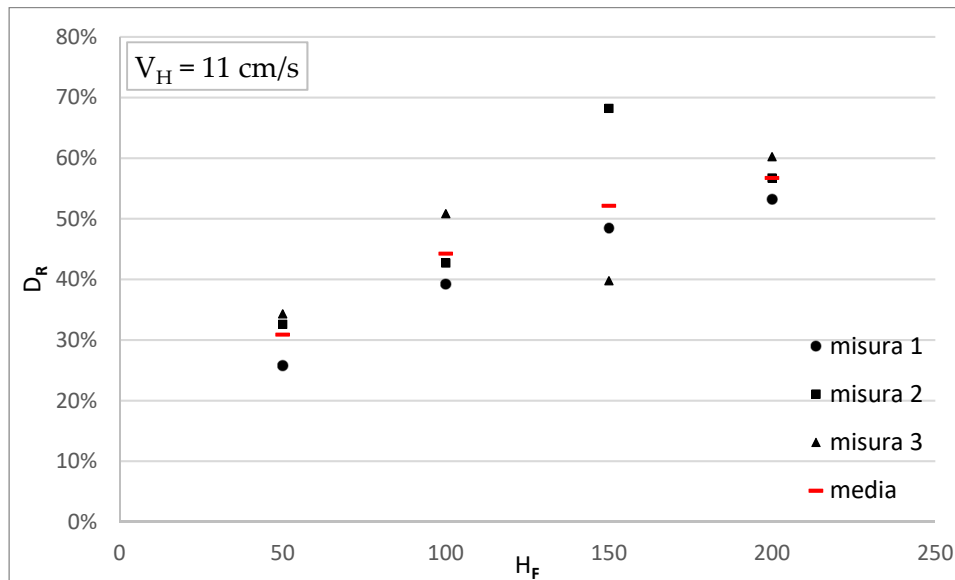


Figura 5.33 Valori di D_R e media al variare dell'altezza di caduta per velocità pari a 11 cm/s

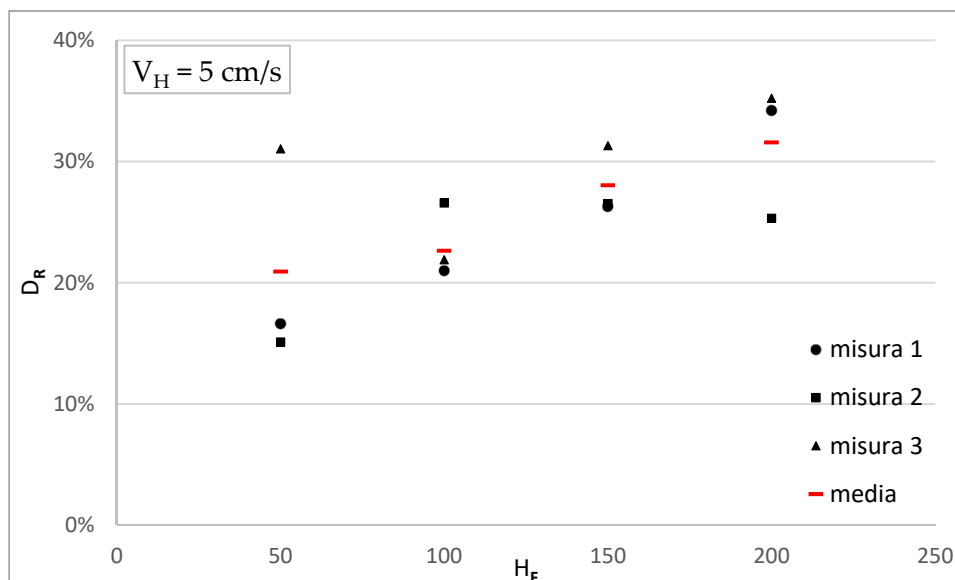


Figura 5.34 Valori di D_R e media al variare dell'altezza di caduta per velocità pari a 5 cm/s

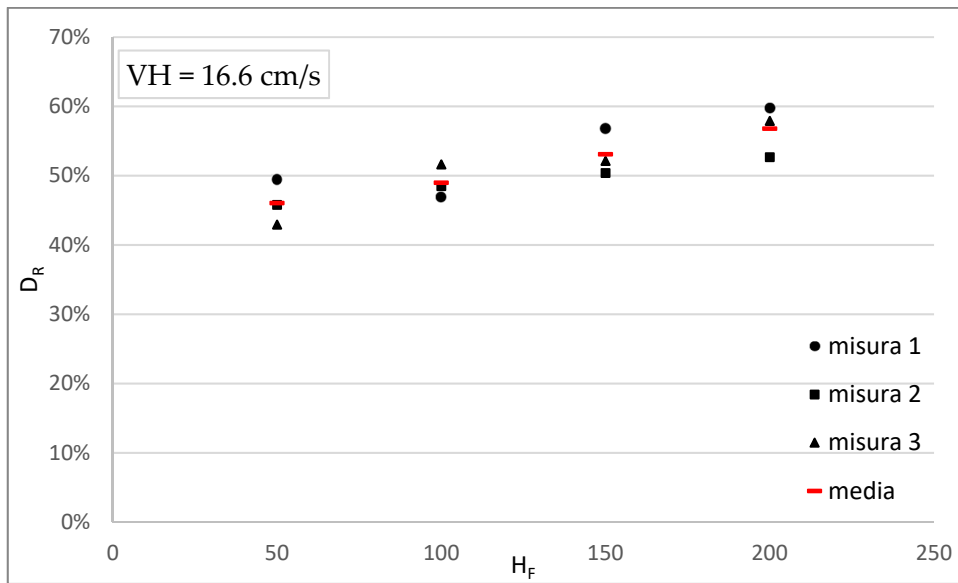


Figura 5.35 Valori di DR e media al variare dell'altezza di caduta per velocità pari a 16.6 cm/s

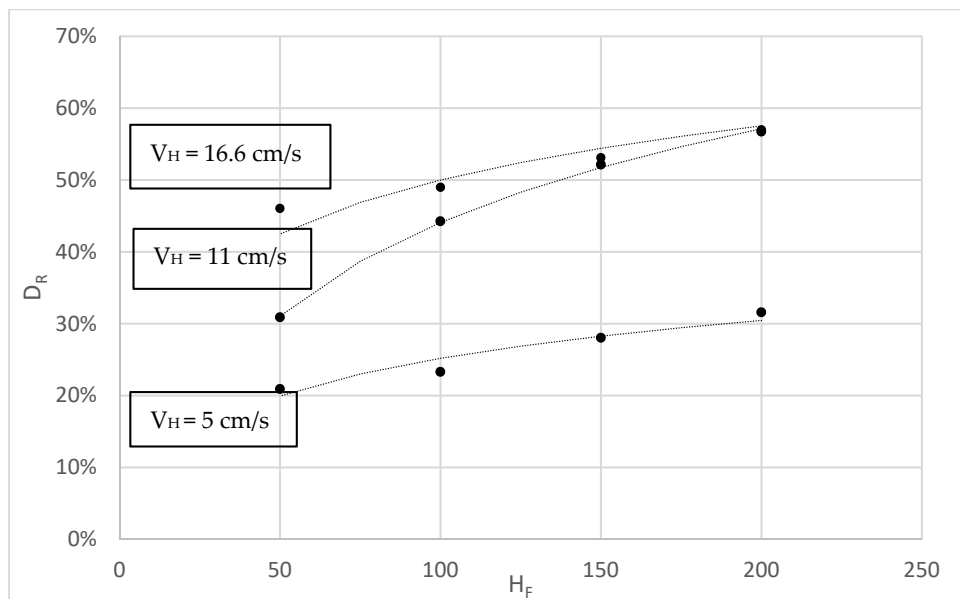


Figura 5.36 Abaco per la determinazione della densità relativa

Curva	espressione	R^2	σ_y	ϵ_A	ϵ_B
$V_H=11$ cm/s	$D_R = 0.19 \cdot \ln(H_F) - 0.42$	0.99	0.02	0.00	0.02
$V_H=5$ cm/s	$D_R = 0.076 \cdot \ln(H_F) - 0.1$	0.92	0.02	0.02	0.08
$V_H=16.6$ cm/s	$D_R = 0.1 \cdot \ln(H_F)$	1	0.002	0.00	-

Tabella 5.30 Espressioni analitiche e caratteristiche delle regressioni adottate

I valori di densità massima ottenuti per velocità di 5 cm/s e 16.6 cm/s sono confrontabili poiché inevitabilmente la strumentazione tende a raggiungere un valore massimo di densità raggiungibile modificando le suddette variabili, come già evidenziato in letteratura (Tabaroei et al., 2017). In generale, la strumentazione si dimostra capace di coprire un ampio intervallo di densità relative. Infatti, i risultati sperimentali mostrano che, per il terreno usato nella sperimentazione, è possibile realizzare modelli con densità relative comprese tra il 20% ed il 60%.

CONCLUSIONI

6 CONCLUSIONI

L'obiettivo del presente lavoro è stato quello di calibrare il simulatore geotecnico-sismico in dotazione al laboratorio EUROLAB-CERISI dell'Università degli Studi di Messina. Sono stati eseguiti diversi test al fine di comprenderne le potenzialità ed i limiti prima di avviare programmi di ricerca sperimentale comprendenti: l'esecuzione di prove su modelli in scala di opere e sistemi geotecnici sottoposti ad azioni sismiche.

La modellazione fisica in ambito geotecnico è ormai molto diffusa per affrontare problemi di natura dinamica e per operare una più corretta calibrazione dei modelli numerici; ciò ha portato ad una considerevole diffusione di attrezzature per prove dinamiche su modelli fisici in diversi laboratori del mondo e, in particolare, in Europa. Si è, infatti, prestata attenzione sul confrontare le specifiche tecniche delle apparecchiature europee. Si è potuto evidenziare come le caratteristiche del sistema dell'EUROLAB-CERISI, composto dalla tavola vibrante, dal sistema di attuazione e le dimensioni del contenitore, sono paragonabili o addirittura superiori a quelle delle strumentazioni dei laboratori presi in esame. Questo dimostra la rilevanza dell'apparecchiatura in esame nel panorama internazionale. Nel dettaglio, è stata fornita una descrizione più minuziosa del laboratorio EUROLAB-CERISI ed in

particolare del simulatore, evidenziando le specifiche dei suoi componenti: la struttura di supporto, la tavola vibrante monodirezionale, il sistema di controllo, il contenitore Equivalent Shear Beam (ESB) ed il sistema di deposizione. In questo modo, si è avuto modo non solo di studiare nel dettaglio il sistema, ma anche fornire una descrizione completa sull'apparecchiatura oggetto di calibrazione.

I test, che sono stati eseguiti per arrivare ad una calibrazione accurata, sono sia statici che dinamici. I test statici sono utili per verificare che, in relazione alle caratteristiche del contenitore ESB, vengano soddisfatte le condizioni di deformazione piana per il modello in terra in esso realizzato. A tal fine, si sono valutate le deformazioni trasversali, cioè della parete longitudinale del contenitore, durante un processo graduale di riempimento di quest'ultimo, tramite un Laser Tracker ad elevata precisione. I risultati hanno mostrato un ottimo comportamento del contenitore, il quale pur essendo progettato per avere adeguata deformabilità nella direzione longitudinale, risulta sufficientemente rigido nella direzione trasversale, evitando il manifestarsi di uno stato limite attivo nel terreno contenuto nel modello.

I test dinamici sono stati eseguiti per comprendere le potenzialità del sistema durante l'esecuzione di prove sperimentali su modelli in terra. È stata effettuata una selezione di otto differenti segnali desunti dai database ITACA e PEER, i quali hanno caratteristiche differenti, ad esempio in termini di picco di accelerazione, intensità di Arias, numero di cicli equivalenti, ma che risultano essere compatibili con la curva di capacità della strumentazione fornita dal produttore dell'apparecchiatura. Si è proceduto a testare la capacità del sistema di riprodurre l'input desiderato misurando le accelerazioni in corrispondenza della tavola vibrante e confrontandole con quelle del segnale di input. Il confronto è stato effettuato sulle storie temporali in accelerazione e spostamento, sugli spettri di spostamento ed accelerazione e di Fourier. Le prove sono state eseguite sia a contenitore vuoto che a contenitore pieno, situazione quest'ultima più gravosa per l'apparecchiatura ma anche più

rappresentativa del funzionamento reale durante l'esecuzione di prove con modelli in terra presenti all'interno del contenitore. Dalle prove è emersa una eccellente congruenza tra i dati di input desiderati e quelli registrati, evidenziando un corretto ed esaustivo funzionamento del sistema il quale garantisce una corretta riproduzione dell'input desiderato. Questo è reso possibile anche alla presenza di sistemi di controllo feedback e feedforward, implementati dal costruttore.

Ulteriori prove sono state eseguite per valutare l'interazione tra il modello in terra ed il contenitore ESB. Un corretto funzionamento del contenitore prevede, infatti, un'adeguata deformabilità nella direzione longitudinale, al fine di evitare che questo possa, durante i test dinamici, influenzare il comportamento del modello. Per studiare tale aspetto si sono misurate le accelerazioni sulla sommità del deposito, ad una profondità di 15 cm, in due differenti punti, uno centrale ed uno prossimo alle pareti del contenitore. Sono stati dunque confrontati i segnali registrati al fine di osservare eventuali differenze tra questi, le quali sarebbero imputabili all'interazione tra il modello e la parete del contenitore. I due segnali, misurati per ognuno degli otto input selezionati, risultano congruenti e non sfasati. Questo dimostra la bontà del comportamento del contenitore, il quale si dimostra adeguatamente deformabile nella direzione del moto.

Sono state inoltre effettuate considerazioni circa la capacità dell'apparecchiatura di garantire la ripetibilità delle prove su un medesimo modello. A tal fine sono state confrontate le registrazioni alla tavola e sulla sommità del deposito di diversi test, valutate per il medesimo input. La congruenza dei segnali in esame dimostra un'elevata affidabilità del sistema.

Infine è stato calibrato il sistema di deposizione, previa caratterizzazione del terreno utilizzato durante le prove, al fine di realizzare un abaco, e desumere delle leggi analitiche, per poter definire opportunamente le variabili della fase di deposizione (altezza di caduta e velocità) per ottenere i valori di densità relativa

desiderati. Per il terreno utilizzato nella sperimentazione, il sistema si è dimostrato capace di consentire di ottenere valori di densità relativa variabili tra il 20% ed il 60%.

Nel complesso dunque, si può affermare che, in seguito al lavoro svolto durante il Dottorato di Ricerca, la strumentazione risulta all'altezza delle apparecchiature presenti nel continente europeo ed è caratterizzata da un ottimo funzionamento, sia per quanto riguarda considerazioni relative al comportamento del contenitore, sia per ciò che concerne i test che con essa è possibile eseguire. Tutto questo è garantito dall'ottima capacità di riprodurre segnali di input con caratteristiche differenti, dai trascurabili effetti di interazione tra il modello ed il contenitore ESB, comprovando ulteriormente la corretta progettazione e realizzazione di quest'ultimo, e dalla garanzia di poter ripetere più test sul medesimo modello, essendo la ripetibilità di una prova elemento fondamentale in ambito di ricerca. Inoltre, il sistema di deposizione si dimostra capace di garantire la possibilità di realizzare modelli con la possibilità di riprodurre depositi caratterizzati da un'ampia gamma di valori di densità relativa. Si ritiene, inoltre, che il presente lavoro possa essere utile per l'immediato utilizzo dell'apparecchiatura in esame, ed eventualmente punto di partenza per eventuali approfondimenti in relazione a future esigenze in ambito di ricerca o progettazione, nonché per implementare e migliorare le potenzialità del simulatore.

Pertanto, l'apparecchiatura è ora immediatamente impiegabile per eseguire test diverse tipologie di modelli in terra, non solo in ambito di ricerca ma anche in fase di progettazione sia per calibrare modelli numerici che per studiare il comportamento di sistemi geotecnici complessi.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Ancheta, T. D., Darragh, R. B., Stewart, J., Seyhan, E., Silva, W., Chiou, B., B.S.J.; Wooddell, K.E., Graves, R.W., Kottke, A.R., Boore, D.M., Kishida, T., & Donahue, J. (2013). PEER 2013/03. PEER NGAWest2 Database.
- Associazione Geotecnica Italiana. (1994). *Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio*. SGE.
- ASTM 421. (1985). *Practice for Dry Preparation of Soil Samples for Particle-Size Analysis and Determination of Soil Constants*. American Society for Testing and Materials.
- ASTM D 4015 – 07. (2007). *Standard Test Methods for Modulus and Damping of Soils by Resonant-Column Method*. American Society for Testing and Materials.
- ASTM D 4254. (2006). *Standard test methods for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density*. American Society for Testing and Materials.
- Bandini, V., Cascone, E., Biondi, G., Di Filippo, G., Ingegneri, S., Casablanca, O., Aliberti, D., & Genovese, F. (2019). The shaking table with laminar box of the University of Messina. *7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (VII ICEGE)*, Roma.
- Bhattacharya, S., Dhoru, L., Taylor, C. A., Muir Wood, D., Mylonakis, G., Moccia, F., & Simonelli, A. F. (2010). KINEMATIC BENDING MOMENTS IN PILES: AN EXPERIMENTAL STUDY. *7th International Conference on Urban Earthquake Engineering (7CUEE) & 5th International Conference on Earthquake Engineering (5ICEE)*, Tokyo.

-
- Bhattacharya, S., Lombardi, D., Di Horu, L., Dietz, M. S., Crewe, A. J., & Taylor, C. A. (2012). Model Container Design for Soil-Structure Interaction Studies. *Role of Seismic Testing Facilities in Performance-Based Earthquake Engineering*, 135-158.
- Bilotta, E., & Taylor, N. (2005). *Modellazione Geotecnica in Centrifuga*. Hevelius Edizioni, Benevento.
- Biondi, G., & Moraci, N. (2014). Opere Di Sostegno In Terra Rinforzata Soggette Ad Azione Sismica: Recenti Esperienze E Previsioni Del Comportamento. Convegno Nazionale di Geotecnica, Baveno.
- Biondi, G., Capilleri, P., & Maugeri, M. (2006). Dynamic response analysis of earth-retaining walls by means of shaking table tests. 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco.
- Biondi, G., Capilleri, P., & Motta, E. (2016). Seismic displacements of retaining walls: Shaking table test results vs numerical predictions. *1st IMEKO TC4 International Workshop on Metrology for Geotechnics, MetroGeotechnics*, Benevento.
- Biondi, G., Cascone, E., & Di Filippo, G. (2012). Affidabilità di alcune correlazioni empiriche per la stima del numero di cicli di carico equivalente. *Rivista Italiana di Geotecnica*, 46(2), 9-39.
- Biondi, G., Massimino, M. R., & Maugeri, M., (2015). Influence of frequency content and amplitude of input motion in DSSI investigated by shaking table tests. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(6), 1835-1869.
- Biondi, G., Massimino, M. R., Maugeri, M., & Taylor, C. (2003). Influence of input motion characteristics on dynamic soil-structure interaction by shaking table tests. *WIT Transactions on the Built Environment*(72), 225-234.

-
- Bogazici University, D. o. (2020, Settembre). <https://eqe.boun.edu.tr/>. Tratto da <https://eqe.boun.edu.tr/en/prof-dr-mustafa-erdik-shake-table-laboratory>
- Bogazici University, (2020). <https://eqe.boun.edu.tr/>. Tratto da <https://eqe.boun.edu.tr/en/prof-dr-mustafa-erdik-shake-table-laboratory>
- Bojadjieva, J., Sesov, V., & Edip, K. (2015). Experimental Setup for Sand Liquefaction Studies on Shaking Table. *6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Christchurch.
- Bojadjieva, J., Sesov, V., Edip, K., & Gjorgiev, I. (2014). Some important aspects in experimental setup for liq-uefaction studies on shaking table tests. *2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Istanbul.
- Bridgman, P. W. (1931). *Dimensional analysis*. Yale University Press, New Haven.
- Buckingham, E. (1914). On physically similar systems: illustrating the use of dimensional analysis. *Physical Review Journals*, 345-376.
- Bucky, P. (1931). Use of models for the study of mining problems. *American Institution of Mining and Metallurgical Engineers*, 3-28.
- Butterfield, R. (1999). Dimensional analisys for geotechnical engineers. *Geotechnique* 49, 357-366.
- Capilleri, P., Motta, E., & Biondi, G. (2019). Comparison between shaking tale test results and numerical prediction of seismic performance of a soil-wall system. *7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (VII ICEGE)*, Roma.

-
- Carvalho, A., Bile Serra, J., Oliveira, F., Morais, P., Ribeiro, A., & C., S. P. (2010). Design of experimental setup for 1 g seismic load tests on anchored retaining walls. *Physical modelling in geotechnics*, 307-312.
- Carvalho, A., Mendes, B., Serra, B., & Pereira, S. (2011). Patterns Identification of Seismic Behaviour of Flexible Retaining Structures in Order to Optimize a Physical Model. *International Conference on Advances in Geotechnical Engineering*, Perth.
- Cengiz, C., & Guler, E. (2019). A laminar box apparatus for 1-g testing of granular columns embedded in soft clay. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 20(1).
- Cenzin, C., & Guler, E. (2017). Design of a Novel Laminar Box for evaluating the seismic Performance of Soils. *6th International Young Geotechnical Engineers' Conference*.
- Cerato, A. B., & Lutenecker, A. J. (2006). Specimen Size and Scale Effects of Direct Shear Box Tests of Sands. *Geotechnical Testing Journal*, 29(6).
- Chen, C., Ueng, T., & Lee, W. (2004). Large scale biaxial shear box tests on shaking table. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver.
- Clough, G. W., & Duncan, J. M. (1991). Earth pressures. *Foundation Engineering Handbook*, 223-235.
- Chouw, N., Orense, R., Barrios, G. & Larkin, T., 2017. *Improved understanding of liquefaction effects on shallow foundations for enhanced aseismic design*. University of Auckland, Auckland.
- Coleman, J., Tessari, A., Coletti, J., Hoffman, W., & Whittaker, A. (2017). Large-scale geotechnical laminar box experimental tests and seismic site-response

-
- benchmarking. Bexco, *The 24th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology*, Korea.
- Dave, T. N., & Dasaka, S. M. (2012). Assessment of portable traveling pluviator to prepare reconstituted sand specimens. *Geomechanics and Engineering*, 4(2), 79-90.
- Dietz, M., & Muir Wood, D. (2007). Shaking table evaluation of dynamic soil properties. *4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Thessaloniki.
- Dihoru, L., Taylor, C. A., Bhattacharya, S., & Muir Wood, D. (2010). Shaking Table Testing of Free Field Response in Layered Granular Deposits. *14th European Conference on Earthquake Engineering*, Ohrid.
- Dihoru, L., Taylor, C. A., Bhattacharya, S., & Muir Wood, D. (2016). Dynamic Testing of Free Field Response in stratified Granular Deposits. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*(84), 157-168.
- Dobry, R., Thevanayagam, S., Medina, C., Bethapudi, R., Elgamal, A., Bennett, V., Abdoun, T., Zeghal, M., El Shamy, U. Mercedo, V. M. (2011). Mechanics of Lateral Spreading Observed in a Full-Scale Shake Test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 115-129.
- Estaire, J., & Cuéllar, V. (2005). Shaking table dynamic tests of a granular deposit. *WIT Transactions on the Built Environment*.
- Estaire, J., & Cuellar, V. (2007). Shaking table tests on shallow foundations. *WIT Transactions on the Built Environment*.
- Fishman, K., Mander, J., & Richards, R. J. (1995). Laboratory study of seismic free-field response of sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 14, 33-43.
-

-
- Fretti, C., Lo Presti, D. C., & Pedroni, S. (1995). A Pluvial Deposition Method to Reconstitute Well-Graded Sand Specimens. *Geotechnical Testing Journal*, 18(2), 292-298.
- Gibson, A. (1997). *Physical scale modelling of geotechnical structures at one-g*. California Institute of Technology, Pasadena.
- Iai, S. (1989). Similitude for shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1-g Gravitational Field. *Soils and Foundations*, 29(1), 105-118.
- IZIIS - Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology. (2020). www.iziis.edu.mk. Tratto da http://www.iziis.edu.mk/?page_id=170
- Joseph, P., Einetein, H., & Whiltman, R. (1988). *A literature review of geotechnical centrifuge modelling with particular emphasis on rock mechanics*. Massachusetts Institute of Technology, USA.
- Kawamata, Y., Nakayama, M., Towhata, I., Yasuda, S., & Tabata, K. (2012). Large-scale Experiment using E-Defense on Dynamic Behaviors of Underground Structures during Strong Ground Motions in Urban Areas. *15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbona.
- Kline, S. J. (2011). *Similitude and Approximation Theory*. Springer.
- Kloukinas, P., Scotto di Santolo, A., Penna, A., & Bhattacharya, S. (2013). Experimental Investigation of Dynamic Behaviour of Cantilever Retaining Walls. *4th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Kos Island.
- Ko, Y., & Chen, C. (2019). On the variation of mechanical properties of saturated sand during liquefaction observed in shaking table tests. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*(129).

-
- Kobayashi, T., Sassa, S., Watanabe, K., & Yamazaki, H. (2016). Shaking table tests of liquefaction in sand-clay layered ground and effects of the ground compaction methods. *Civil Engineering Conference in the Asian Region*, Waikiki, Oahu, Hawaii:.
- LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil. (2020). *www.lnec.pt*. Tratto da <http://www.lnec.pt/en/research/research-infrastructures/shaking-tables/>
- Lo Presti, D. C., Berardi, R., Pedroni, S., & Crippa, V. (1993). A New traveling Sand Pluviator to Reconstitute Specimens of Well-Graded Silty Sand. *Geotechnical Testing Journal*, 16(1), 18-26.
- Luco, J. E., Ozcelik, O., & Conte, J. (2010). Acceleration tracking performance of the UCSD-NEEDS Shake Table. *Journal of Structural Engineering*, 136(5), 481-490.
- Luzi, L., Pacor, F., & Puglia, R. (2017). Italian accelerometric archive v 2.2. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Dipartimento della Protezione Civile Nazionale, 10.13127/ITACA.2.2.
- Massimino, M. R., & Biondi, G. (2015). Some experimental evidences on dynamic soil-structure interaction. *5th ECCOMAS*, Crete Island.
- Massimino, M. R., Abate, G., Grasso, S., & Pitilakis, D. (2019). Some aspects of DSSI in the dynamic response of fully-coupled soil-structure systems. *Rivista Italiana di Geotecnica*, 1, 44-70.
- Meymand, P. (1998). Shaking table scale model tests of nonlinear soil-pile-superstructure interaction in soft clay. University of California, Berkeley.
- Mock, E., & Cheng, L. (2011). Full-Scale Shake Table Test of Retaining Walls with and without Sound Wall. Department of Civil and Environmental Engineering, Davis, California.

-
- Mohsan, M., Kiyota, T., Munoz, H., Nihaaj, M., & Katagiri, T. (2018). Fabrication And Performance Of Laminar Soil Box With Rigid Soil Box For Liquefaction Study. *Institute of Industrial Science, University of Tokyo, Tokyo.*
- Moncarz, P., & Krawinkler, H. (1981). Theory and Application of Experimental Model Analysis in Earthquake Engineering. Stanford University, Stanford.
- Motamed, R., Towhata, I., Honda, T., Tabata, K., & Abe, A. (2013). Pile groupresponsetoliquefaction-inducedlateralspreading: E-Defense largeshaketabletest. *Soil DynamicsandEarthquakeEngineering, 51*, 35-46.
- Navarro, F. (1995). Simulador sísmico de seis grados de libertad. Técnicas de compensación analógicas y numéricas. *Ingegneria Civil*(100).
- Ohtani, K., Ogawa, N., Katayama, T., & Shibata, H. (2004). Contruction of E-Defense (3-D full-scale earthquake testing facility). *13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada.*
- Oliveira, F., Freitas, A., Morais, P., Mendes, B., Carvalho, A. T., & Serra, J. B. (2012). A travelling sand pluviator to reconstruct large soil specimens. *15th International Conference on Experimental Mechanics, Porto.*
- Ozcelik, O., Luco, J. E., Conte, J. P., Trombetti, T. L., & Restrepo, J. I. (2008). Experimental characterization, modeling and identification of the NEES-UCSD shake table mechanical system. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*(37), 243-264.
- Panek, L. A. (1949). Design of safe and economical structures. *Transactions of the American Institute of Mining and Metallurgical Engineers, 371-375.*
- Passalacqua, R. (1991). A sand-spreader used for the reconstruction of granular soil models. *Soil and foundations, 31*(2), 175-180.

-
- Prasad, S., Towhata, I., Chandradhara, G., & Nanjundaswamy, P. (2004). Shaking table tests in earthquake geotechnical engineering. *Current Science*, 87, 1398-1404.
- Qin, X., & Chouw, N. (2017). Shake Table Study on the Effect of Mainshock-Aftershock Sequences on Structures with SFSI. *Shock and Vibration*.
- Rathje, E. R., Abrahamson, N. A., & Bray, J. D. (1998). Simplified Frequency Content Estimates Of Earthquake Ground Motions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, American Society of Civil Engineers*, 124(2), 150-159.
- Ricciardi, G., & Cascone, E. (2015). Il nuovo laboratorio EUROLAB del Centro di eccellenza Ricerca e Innovazione per Strutture ed Infrastrutture di grandi dimensioni (CERISI). *XXI Secolo – Scienza e Tecnologia*, 3, 29-36.
- Sato, M., & Inoue, T. (2004). General Frame Work Of Resarch Topics Utilizing The 3-D Full-Scale Earthquake Testing Facility. *Journal of Japan Association for Earthquake Engineering*, 4(3), 448-456.
- Sesov, V., Garevski, M., & Rakicevic, Z. (2012). UREDITEME project - building capacities through FP7 research networking. *15th World Conference on Earthquake Engineering*. Lisbona.
- Shen, W. C., Hsiao, F. P., Tsai, R. J., Weng, P. W., A., L. Y., & Hwang, S. J. (2019). Shaking table test of a reduced-scale reinforced concrete structure subjected to near-fault ground motion. *Pacific Conference on Earthquake Engineering (PCEE)*, Auckland.
- Sheshov, V., Bojadjieva, J., Edip, K., Kitanovski, T., Chaneva, J., & Ivanovski, D. (2019). Physical modeling and 1-G testing using the new type of a laminar container. *XVII ECSMGE*. Reykjavik.
-

-
- Shunzo, O. (1973). *Introduction to Earthquake Engineering* (2 ed.). University of Tokyo Press.
- Stefanaki, A. (2017). A Simple Strategy for Dynamic Substructuring and its Application to Soil-Foundation-Structure Interaction. University of Buffalo, PhD Thesis.
- Tabaroei, A., Abrishami, S., & Hosseininia, E. S. (2017). Comparison between Two Different Pluviation Setups of Sand Specimens. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 29(10).
- Tani, K. (2015). Suitable E-Defense experiments on embankments, levees and dykes. *The 6th Japan-China Geotechnical Symposium*. Sapporo, Japan.
- Thevanayagam, S., Kanagalingam, T., Reinhorn, A., Tharmendhira, R., Dobry, R., Pitman, M., & Abdoun, T. (2009). Laminar Box System for 1-g Physical Modeling of Liquefaction and Lateral Spreading. *Geotechnical Testing Journal*, 32(5).
- Tokimatsu, K., Suzuki, H., Tabata, K., & Sato, M. (2007). Three-Dimensional Shaking Table Tests On Soil-Pile-Structure Models Using E-Defense Facility. *4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Thessaloniki, Grecia.
- Turan, A., Hinchberger, S. D., & El Naggar, M. H. (2009). Design and commissioning of a laminar soil. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29, 404-4014.
- Ueng, T. S., Wu, C. W., Cheng, H. W., & Chen, C. H. (2010). Settlements of saturated clean sand deposits in shaking table tests. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*(30), 50-60.

-
- Ueng, T., Wang, M., Chen, M., Chen, C., & Peng, L. (2006). A Large Biaxial Shear Box for Shaking Table Test on Saturated Sand. *Geotechnical Testing Journal*, 23(1), 1-8.
- University of Auckland, S. T. (2020). <https://structures.blogs.auckland.ac.nz>. Tratto da <https://structures.blogs.auckland.ac.nz/facilities/>
- University of Bristol. (2020). <http://www.bristol.ac.uk/>. Tratto da <http://www.bristol.ac.uk/engineering/facilities/>
- University of Buffalo. (2020). www.buffalo.edu. Tratto da http://www.buffalo.edu/seesl/services/laminar_box.html
- Van den Einde, L., Restrepo, J., Conte, J., Luco, E., Seible, F., Filiatrault, A., Clark, A., Johnson, A., Gram, M., Kusner, D., Thoen, B. (2004). Development Of The George E. Brown Jr. Network For Earthquake Engineering Simulation (Nees) Large High Performance Outdoor Shake Table At The Niversity Of California, San Diego. *13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, Canada.
- Van Diest, E. (1946). On dimensional analysis and the presentation of data in fluid flow problems. *Journal of Applied Mechanics*.
- Wilson, P., & Elgamal, A. (2009). Full-Scale Shake Table Investigation Of Bridge Abutment Lateral Earth Pressure. *Bulletin Of The New Zealand Society For Earthquake Engineering*, 42(1), 39-46.
- Wood, D., Crewe, A., & Taylor, C. (2002). Shaking table testing of geotechnical models. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 1, 1-13.
- Yamaguchi, H., Kimura, T., & Fujii, N. (1976). On the influence of progressive failure on the bearing capacity of shallow foundations in dense sand. *Soils and Foundantions*, 11-22.

Zeng, X., & Schofield, A. N. (1996). Design and performance of an equivalent-shear-beam container for earthquake centrifuge modelling. *Géotechnique*, 46, 83-102.